



**Pedro Manuel Saldanha Santos**

Licenciado

**Sistemas de Protecção Sísmica  
Semi-Activos Aplicados em  
Estruturas de Engenharia Civil**

Caso de Estudo: Amortecedores com Fluido Magneto-Reológico

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Civil – Perfil Estruturas

Orientador: Professor Corneliu Cismaşiu

Júri:

Presidente: Doutor Luís Armando Canhoto Neves  
Arguente: Doutor Filipe Pimentel dos Santos  
Vogal: Doutor Corneliu Cismaşiu



“Copyright” Pedro Manuel Saldanha Santos, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.



## ***Agradecimentos***

Ao Professor Corneliu Cismaşiu agradeço a orientação prestada na elaboração desta dissertação, onde demonstrou sempre grande disponibilidade e espírito crítico. Além do mais, tenho também a agradecer-lhe por todos os conceitos teóricos que me foram dados e pelo exemplo de profissionalismo que se deve ter perante a vida.

Aos meus pais, agradeço o constante apoio e incentivo que sempre me dedicaram. A eles lhe devo muito do carácter que me define.

Ao meu irmão e restantes amigos e amigas torreenses, pelo seu intensivo apoio e amizade.

Agradeço a todos os meus amigos de curso, em especial ao Filipe Ribeiro, Renato Pereira e Pedro Serafim por toda a ajuda que me foi prestada, não só durante a execução desta dissertação, mas também durante todos os 5 anos que passei na faculdade.



## **Resumo**

As acções dinâmicas são, na maior parte dos casos, condicionantes no dimensionamento de estruturas. A sua ocorrência é um dos maiores testes à segurança estrutural, principalmente devido aos elevados esforços internos que se geram durante a sua actuação. Para atenuar os efeitos que possam surgir destas solicitações foram desenvolvidos sistemas de protecção ou controlo de vibrações. Estes sistemas apresentam várias características próprias, materializadas em diferentes tipos de dispositivos. Genericamente, abordam-se neste trabalho sistemas de protecção sísmica passivos, activos, híbridos e semi-activos.

Nesta dissertação desenvolve-se a aplicação de um tipo de protecção semi-activa correspondente a um dispositivo de amortecimento com fluido magneto-reológico. Partindo da equação de equilíbrio dinâmico, desenvolveu-se um algoritmo de controlo para analisar as vibrações longitudinais de uma estrutura real, a Ponte de Monte da Barca localizada na EN-114, no distrito de Santarém, quando sujeita à acção sísmica. Utilizou-se para o efeito um modelo numérico com 1 grau de liberdade. O controlo do algoritmo pode ser baseado no deslocamento, velocidade ou aceleração segundo o grau de liberdade considerado.

### **PALAVRAS-CHAVE:**

Protecção Sísmica

Controlo Semi-activo

Amortecimento Variável

Fluido magneto-reológico





## **Abstract**

Any type of dynamic vibration acting on a structure may call into question its structural safety, since such requests may create high internal efforts. To mitigate the effects that may arise, have been developed protective systems or vibration control mechanisms. These systems have several characteristics, materialized in different types of devices. In this work, it is presented the main characteristics of the most popular seismic protection systems, such as passive, active, hybrid and semi-active ones.

In this thesis, a type of protection corresponding to semi-active damping device with a magneto-rheological fluid is studied and its application is considered on a case study. Starting from the dynamic equilibrium equation, it was developed a control algorithm to analyze the longitudinal vibrations of a real structure when subjected to seismic action. The structure is *Monte da Barca Bridge* in *EN-114*, located in the district of *Santarém, Portugal*. The algorithm is developed using a numerical model with 1 degree of freedom. The control algorithm can be based on the displacement, velocity or acceleration according to the degree of freedom considered.

### KEY-WORDS:

Seismic Protection

Semi-Active Control

Variable Damping

Magneto-rheological fluid



## **Índice**

Agradecimentos .....	iii
Resumo.....	v
Abstract .....	vii
Índice .....	ix
Índice de Figuras .....	xiii
Índice de Tabelas.....	xvi
1 - Introdução .....	1
1.1 – Generalidades.....	1
1.2 – Objectivos da Dissertação .....	3
1.3 – Organização da Dissertação .....	3
2 – Sistemas de Protecção Sísmica.....	5
2.1 – Introdução .....	5
2.2 – Protecção Passiva .....	5
2.2.1 – Isolamento de Base .....	6
2.2.2 – Amortecedores de Massa Sintonizada .....	7
2.2.3 – Dispositivos de dissipação de energia .....	8
2.2.3.1 – Dissipadores Viscosos.....	9
2.2.3.2 – Dissipadores Visco-Elásticos.....	10
2.2.3.3 – Dissipadores por Atrito.....	11
2.2.3.4 – Dissipadores Histeréticos .....	11
2.2.4 – Ligas com memória de forma – SMAs .....	12
2.3 – Protecção Activa .....	14
2.4 – Protecção Híbrida .....	15
2.5 – Protecção Semi-Activa.....	15
2.5.1 – Dissipadores Semi-Activos de Fluido Controlável .....	16
2.5.2 – Aparelhos de Rigidez Variável .....	18
2.5.3 – Dissipadores Semi-Activos Viscosos .....	18
2.5.4 – Dissipadores Semi-Activos por Atrito.....	18
3 – Casos de Estudo.....	21
3.1 – Descrição e Modelação da Ponte – Modelação Inicial:.....	21
3.1.1 - Descrição da Ponte.....	21
3.1.2 – Modelação Tridimensional da Ponte .....	24
3.1.3 – Verificações ao Modelo Tridimensional da Ponte.....	30

3.2 – Alterações estruturais e experimental da localização da Ponte – Modelação Final:.....	30
3.3 – Método de análise dos modelos tridimensionais .....	32
4 - Acção Sísmica .....	33
4.1 - Introdução .....	33
4.2 - Acção Sísmica .....	34
4.2.1 – NP EN 1998-1 de 2010 - Eurocódigo 8 .....	35
4.3 - Geração de Acelerogramas Artificiais .....	37
4.3.1 - Geração do Espectro de Resposta a partir do Espectro de Potência.....	38
4.3.2 - Geração do Espectro de Potência a partir do Espectro de Resposta.....	39
4.3.3 - Geração do Acelerogramas Artificiais a partir do Espectro de Potência .....	40
4.3.4 - Geração do Espectro de Resposta a partir de uma série de acelerações .....	41
4.4 - Modelação da Acção Sísmica através de Acelerogramas .....	42
5 – Algoritmo de Controlo Semi-Activo.....	45
5.1 – Introdução .....	45
5.2 – Fundamentos Teóricos .....	45
5.2.1 – Equação de Movimento .....	45
5.2.2 – Características do Dissipador Semi-Activo .....	46
5.2.3 – Método de Runge-Kutta de 4ª Ordem – Integração Numérica .....	47
5.3 – Critério de Controlo.....	48
5.4 – Definição do Valor de Controlo .....	49
5.5 – Análise Adimensional do Algoritmo .....	49
5.5.1 – Intervalo de tempo adoptado no cálculo numérico.....	52
5.5.2 – Controlo através de Deslocamentos .....	52
5.5.2.1 – Resultados .....	53
5.5.2.2 – Análise de Resultados.....	55
5.5.3 – Controlo através de Velocidades.....	55
5.5.3.1 – Resultados .....	56
5.5.3.2 – Análise de Resultados.....	58
5.5.4 – Controlo através de Acelerações.....	59
5.5.4.1 – Resultados .....	60
5.5.4.2 – Análise de Resultados.....	62
5.5.5 – Comparação Energética entre Controlo através de Deslocamentos e Controlo através de Velocidades .....	62
5.5.6 – Conclusões.....	65

6 – Aplicação do Sistema Semi-Activo no Caso de Estudo.....	67
6.1 – Escolha da Acção Sísmica e do Modelo Estrutural .....	67
6.2 – Resposta Dinâmica Estrutural sem Aplicação do Sistema de Protecção Semi-Activo ...	68
6.2.1 – Resultados obtidos através do programa de cálculo SAP 2000: .....	68
6.2.2 – Resultados obtidos através do programa de cálculo numérico Matlab: .....	69
6.3 – Resposta Dinâmica Estrutural com Aplicação do Sistema de Protecção Semi-Activo ...	69
6.3.1 – Obtenção do Valor de Controlo através de um Método de Dimensionamento.....	70
6.3.1.1 – Passos do Método de Dimensionamento .....	70
6.3.1.2 – Aplicação do Método de Dimensionamento.....	72
6.3.2 – Resultados .....	75
6.4 – Análise de Resultados.....	76
7 – Conclusões Finais e Sugestões para Trabalhos Futuros .....	79
7.1 – Pesquisa Realizada .....	79
7.2 – Conclusões.....	79
7.3 – Sugestões para Trabalhos Futuros .....	80
Bibliografia .....	83
Referências Escritas.....	83
Referências de Internet.....	87
Anexos.....	91
Anexo I.....	91
Anexo II.....	129
Anexo III.....	132
Anexo IV .....	137



## **Índice de Figuras**

2 – Sistemas de Protecção Sísmica.....	5
Figura 2.1 – Tipos de Isolamento de base - Adaptado de: Guerreiro L., Craveiro A. e Branco M., 2007 .....	6
Figura 2.2 - “Tuned Mass Dampers” .....	8
Figura 2.3 – “Tuned Liquid Dampers” – Adaptado de: Costa A., “Plano de Investigação Programada – LNEC 2005-2008” .....	8
Figura 2.4 – Dissipador Viscoso – Adaptado de: [ALGA, 2011] .....	9
Figura 2.5 – Relação Força-Deslocamento e Força-Deformação para dissipadores viscosos – Adaptado de: Guerreiro L., 2006.....	10
Figura 2.6 – Dissipadores Visco-Elasticos - Adaptado de [Damptech; 2001] .....	11
Figura 2.7 - Dissipador Histerético em “V” .....	12
Figura 2.8 - “Added Damping And Stiffness” - Adaptado de: [Soong, T. T., Spencer Jr., B. F. ; 2002] .....	12
Figura 2.9 – Amortecedor constituído por Ligas com memória de forma (SMAs) - Adaptado de: [Speicher, M., Hodgson, D., DesRoches, R., Leon, R. T.; 2009] .....	13
Figura 2.10 - “Active Mass Damper” .....	15
Figura 2.11 - “Hybrid Mass Damper” .....	15
Figura 2.12 – Comportamento do Fluido Magneto-Reológico na ausência e presença de um campo magnético, respectivamente – Adaptado de: [ACTIMAT; 2009].....	16
Figura 2.13 - Dissipador Semi-Activo Magneto Reológico - Adaptado de: [LORD Corporation; 1995] .....	17
Figura 2.14 - Dissipador Semi-Activo Viscoso - Adaptado de: Dissertação de Cristina Oliveira – “SISTEMAS SEMI-ACTIVOS DE PROTECÇÃO SÍSMICA DE PONTES”, 2003.....	18
3 – Casos de Estudo.....	21
Figura 3.1 - Alçado do Ponte - Adaptado de : Gomes, A., Virtuoso, F., Silva, A., Rodrigues, N.; 2005.....	22
Figura 3.2 - Planta da Ponte - Adaptado de : Gomes, A., Virtuoso, F., Silva, A., Rodrigues N.; 2005.....	22
Figura 3.3 – Corte Transversal da Ponte - Adaptado de : Gomes, A., Virtuoso, F., Silva, A., Rodrigues N.; 2005 .....	23
Figura 3.4 – Pormenor do Corte Transversal da Ponte - Adaptado de : Gomes, A., Virtuoso, F., Silva, A., Rodrigues N.; 2005.....	23
Figura 3.5 – Representação Tridimensional da Ponte .....	24
Figura 3.6 – Definição da Secção Transversal das Vigas Estruturais – SAP 2000 .....	25
Figura 3.7 – Definição da Secção Transversal da Laje – SAP 2000 .....	25

Figura 3.8 – Imagem Auxiliar relativamente ao Aumento de Rigidez de Flexão da Vigas .....	26
Figura 3.9 – Imagem Auxiliar referente à utilização do comando “Mass Source” .....	27
Figura 3.10 - Gráfico Tensão-Extensão de ensaio ao corte do Chumbo - Adaptado de: Rosa P., da Silva C., Martins P. e Valentino M., 2011 .....	28
Figura 3.11- Modelação das Placas de Chumbo - SAP 2000 .....	28
Figura 3.12 - Modelação dos Blocos Elastoméricos - SAP 2000 .....	32
4 - Acção Sísmica .....	33
Figura 4.1 – Tectónica em Portugal – Adaptado de: [NESDE; 2005] .....	33
Figura 4.2– Definição Geral do Espectros de Resposta em Acelerações Definidos Segundo o EC8 .....	35
Figura 4.3 – Relação Entre Espectros de Resposta em Acelerações, Velocidades e Deslocamentos .....	37
Figura 4.4 – Exemplo de Modelação de uma Acção Sísmica – Análise não Linear .....	42
5 – Algoritmo de Controlo Semi-Activo .....	45
Figura 5.1 - Exemplo de Gráfico de Resultados – Controlo de Deslocamentos .....	51
Figura 5.2 - Controlo através de deslocamentos .....	54
Figura 5.3 - Controlo através de velocidades .....	57
Figura 5.4 - Controlo através de acelerações .....	61
Figura 5.5 - Série de Acelerações Escolhida Aleatoriamente para Comparação Energética entre as Duas Situações de Controlo Estudadas .....	63
Figura 5.6 - Energia Dissipada pelo Aparelho .....	64
Figura 5.7 - Energia Consumida pelo Aparelho .....	65
6 – Aplicação do Sistema Semi-Activo no Caso de Estudo .....	67
Figura 6.1 - Método de Dimensionamento - Passo 1, 2 e 3 .....	71
Figura 6.2 - Método de Dimensionamento - Passo 4 .....	71
Figura 6.3 - Método de Dimensionamento - Passo 5 .....	72
Figura 6.4 - Acelerograma 1 referente à acção sísmica II – Monte da Barca/Santarém .....	73
Figura 6.5 - Aplicação do Método de Dimensionamento .....	74
Figura 6.6 - Resposta Dinâmica da Estrutura sem Controlo Semi-Activo e com Controlo Semi-Activo – Acelerograma 10 .....	78
Figura 6.7 – Diagrama Força-Deslocamento ao longo do período de ocorrência da acção sísmica – Acelerograma 10 .....	78





## **Índice de Tabelas**

3 – Casos de Estudo.....	21
Tabela 3.1 – Restantes Cargas Permanentes .....	24
Tabela 3.2 – Cálculo do Aumento da Rigidez de Flexão das Vigas.....	26
Tabela 3.3 – Base Reactions - SAP 2000 vs Cálculo Algébrico.....	30
4 - Acção Sísmica .....	33
5 – Algoritmo de Controlo Semi-Activo.....	45
Tabela 5.1 - Valores Espectrais relativos á Acção Sísmica tipo 2, Zona Sísmica 1, Terreno tipo D, Arquipélago do Açores.....	51
Tabela 5.2 – Média dos Valores Máximos de Resposta da Análise Adimensional – Controlo de Deslocamentos .....	53
Tabela 5.3 - Redução do Deslocamento Máximo relativamente ao Deslocamento Máximo sem Controlo – Controlo de Deslocamentos .....	55
Tabela 5.4 - Média dos Valores Máximos de Resposta da Análise Adimensional – Controlo de Velocidades .....	56
Tabela 5.5 - Redução do Deslocamento Máximo relativamente ao Deslocamento Máximo sem Controlo – Controlo Velocidades.....	58
Tabela 5.6 - Média dos Valores Máximos de Resposta da Análise Adimensional – Controlo de Acelerações .....	60
Tabela 5.7 - Redução do Deslocamento Máximo relativamente ao Deslocamento Máximo sem Controlo – Controlo Acelerações.....	62
Tabela 5.8 – Comparação Energética entre as Duas Situações de Controlo Estudadas -Valores Espectrais e Valores de Controlo .....	63
Tabela 5.9 - Resultados de Resposta Máximos com 70% de controlo e $f=1.27\text{Hz}$ .....	63
6 – Aplicação do Sistema Semi-Activo no Caso de Estudo.....	67
Tabela 6.1 – Características Dinâmicas do Modelo Estrutural.....	68
Tabela 6.2 - Resultados Máximos de Resposta Estrutural sem Sistema de Protecção Sísmica – SAP 2000.....	69
Tabela 6.3 - Resultados Máximos de Resposta Estrutural sem Sistema de Protecção Sísmica – Matlab .....	69
Tabela 6.4 - Valores Espectrais para $f=1.27\text{Hz}$ .....	70
Tabela 6.5 - Resultados Máximos de Resposta Estrutural com Sistema de Protecção Sísmica (Velocidade como Variável de Controlo) – Matlab .....	75
Tabela 6.6 - Erro relativo entre métodos de análise de resposta – Matlab vs SAP 2000 .....	76
Tabela 6.7 – Redução dos Valores Máximos de Resposta .....	77



## **1 - Introdução**

### **1.1 – Generalidades**

Nos últimos anos, tem-se assistido a um constante desenvolvimento de tecnologias associadas a sistemas de protecção sísmica, fruto da necessidade de projectar estruturas em zonas com uma elevada perigosidade sísmica. Este tipo de protecção sísmica torna-se especialmente importante quando as estruturas em causa são de elevada responsabilidade social, como é o caso de pontes, viadutos ou hospitais. Assim, torna-se fundamental atenuar possíveis efeitos danosos em estruturas, causados por catástrofes naturais. Este tema é particularmente importante e complicado de enfrentar nos dias de hoje na área de Engenharia Civil.

De todas as catástrofes naturais que possam ocorrer, os sismos e os efeitos colaterais associados são aqueles que mais podem prejudicar populações. A actuação inesperada de um sismo não permite um tempo de resposta adequado, causando assim um grande impacto sobre as comunidades.

O território de Portugal, que se localiza na placa Euro-Asiática, tem sofrido ao longo do tempo, consequências de sismos de magnitude moderada a forte, que resultaram muitas vezes em danos importantes em várias cidades e vilas do país, como o comprovam os diversos relatos históricos. O último sismo catastrófico que afectou o território do continente foi o sismo de 1 de Novembro de 1755 (Neves Filipe, SPES – Sismicidade Histórica, 2011).

Para além do grande sismo de 1755, em Portugal Continental tem-se registado vários sismos inter-placas ao longo do tempo, destacando-se principalmente o sismo ocorrido em cerca de 60 anos a.C. que afectou as costas de Portugal e da Galiza e que foi seguido de um grande maremoto, o sismo de 382 d.C., também sentido em todo o território e na sequência do qual submergiram 3 pequenas ilhas que existiam em frente do Cabo de S. Vicente, o sismo de 24 de Agosto de 1356 que provocou grandes estragos em Lisboa e o sismo mais recente que teve origem junto da fronteira de placas foi o de 28 de Fevereiro de 1969 que, apesar de fortemente sentido, causou apenas ligeiros danos materiais (Neves Filipe, SPES – Sismicidade Histórica, 2011).

Além dos sismos provocados pela interacção das duas placas, há a considerar também os sismos de origem local causados pela própria tectónica do território. Neste contexto podem salientar-se actividades sísmicas importantes sentidas no território português: na região do vale inferior do Tejo, os sismos de 26 de Janeiro de 1531, o de 13 de Agosto de 1899 e, por último, o sismo de 23 de Abril de 1909. O último sismo enunciado provocou a destruição total da vila de Benavente e para o qual estima-se uma magnitude entre 6,0 e 7,0. Relativamente à região do Algarve, destaca-se os sismos de Novembro de 1587 e de 12 de Janeiro de 1856 (Neves Filipe, SPES – Sismicidade Histórica, 2011).

A sismicidade do Arquipélago dos Açores, decorre a partir da actividade vulcânica e tectónica da crista Atlântica. É caracterizada por um número de sismos muito elevado. Este Arquipélago também apresenta uma sismicidade histórica importante, da qual importa salientar os sismos que afectaram S. Miguel em 1522, 1810, 1852 e 1881, a Terceira em 1547, 1614, 1800, 1801 e 1841 e S. Jorge e Pico em 1757 [Correia et al, 1992]. Já no século XX são de referir as crises despoletadas pelos sismos de 8 de Maio de 1939, que afectou principalmente as ilhas de S. Miguel e Santa Maria, os de Novembro de 1973 nas ilhas do Pico e Faial, o de 1 de Janeiro de 1980 nas ilhas Terceira, S. Jorge e Graciosa e, muito recentemente, o de 9 de Julho de 1998, que afectou as ilhas do Faial, Pico e S. Jorge.

Deste forma, os mecanismos naturais de geração sísmica que já tenham originado sismos no passado, provavelmente voltarão a fazê-lo no futuro. A ocorrência de um sismo forte em Portugal em tempos vindouros é um acontecimento com elevado grau de probabilidade de ocorrência.

A nível internacional, são vários os registos de grandes actividades sísmicas que causaram enormes impactos sobre as comunidades. Recorda-se o efeito devastador de sismos como o sismo de Northridge que atingiu San Fernando Valley, no norte de Los Angeles a 17 de Janeiro

de 1994, o sismo de Kobe no Japão a 17 de Janeiro de 1995 ou mais recentemente, o sismo do Haiti a 12 Janeiro de 2010. Estes sismos são exemplos de catástrofes que causaram várias vítimas e provocaram danos materiais muito avultados. Não só estes sismos, mas muitos outros, causaram a perda de milhões de vidas devido a falha estrutural.

Todavia, o ideal será sempre um dimensionamento e construção que salvaguardem não só as vidas humanas, mas também que minimize os efeitos na economia dos países prejudicados por um sismo. Assim sendo, tem-se vindo a desenvolver bastante as técnicas de protecção sísmica estrutural com o intuito de diminuir o mais eficazmente possível os efeitos causados por uma acção sísmica.

Uma das técnicas de protecção sísmica passa por explorar a capacidade resistente de estruturas, partindo de um melhor conhecimento dos materiais e das suas capacidades. Este conceito permite fornecer à estrutura resistência e ductilidade suficientes, permitindo que o sistema estrutural absorva uma boa parte da energia produzida pela acção de um sismo. Aquando a ocorrência de uma acção sísmica forte, determinadas zonas na estrutura poderão apresentar um comportamento inelástico, fruto da necessidade de dissipar energia acumulada pela estrutura em resposta à ocorrência de um sismo, criando nós em locais chave que se transformam em rótulas plásticas. Desta maneira, as estruturas podem ser dimensionadas para uma força relativamente baixa assumindo uma ductilidade alta. Apesar de ocorrerem alguns danos, como fendilhação do betão ou cedência do aço, a estrutura não deverá sofrer o colapso. No entanto, o comportamento plástico do material que compõe a estrutura, em dadas zonas críticas, pode provocar danos irrecuperáveis na estrutura, tornando-a não operacional. No caso de a estrutura ainda ser recuperável, esta reparação pode englobar custos monetários bastante elevados, tornando a reparação mais cara do que uma nova construção. Os danos estruturais tornam-se então num cenário a ser evitado (Oliveira C., 2003).

Contudo, surgiram métodos alternativos para protecção de estruturas face a uma acção sísmica. Surge a hipótese de utilização de certos dispositivos que, através do seu funcionamento, pretendem melhorar o comportamento dinâmico da estrutura face à acção de um sismo. Os sistemas compostos por estes dispositivos, designam-se por sistemas de protecção sísmica de estruturas.

Existem uma série de sistemas de protecção sísmica de estruturas, classificados em sistemas do tipo passivo, semi-activo, activo e híbrido. A sua utilidade prende-se com o facto de atenuar a resposta dinâmica de estruturas aquando a ocorrência de um sismo, diminuindo as forças internas da estrutura através, por exemplo, da alteração da frequência ou da capacidade de dissipação energética do conjunto ou ainda através da introdução de forças estabilizadoras na estrutura.

De entre todos os sistemas existentes, os passivos apresentam-se como os mais utilizados internacionalmente. No entanto, com o desenvolvimento da tecnologia de sensores e técnicas de controlo digital, os sistemas activos progrediram bastante e existem já algumas aplicações em edifícios e pontes, embora nenhuma destas estruturas esteja presente em Portugal. No entanto, o sistema activo requer, para além de um alto nível de manutenção, uma grande quantidade de energia exterior disponível, o que nem sempre está disponível durante a actuação de um sismo, tornando a fiabilidade deste tipo de sistemas mais baixa em relação aos sistemas passivos. Relativamente aos sistemas semi-activos, estes comportam-se significativamente melhor que dispositivos passivos e têm o potencial de atingir o desempenho dos sistemas activos, acarretando as qualidades de cada um. Os dispositivos de controlo semi-activo oferecem a adaptabilidade dos aparelhos de controlo activos em condições limitadas de disponibilidade de energia exterior. Este tipo de sistemas não introduz energia mecânica no sistema estrutural. No entanto, apresentam propriedades controláveis que possibilitam reduzir a resposta do sistema (Oliveira C., 2003).

Assim sendo, o funcionamento da protecção semi-activa consiste na variação de uma ou de várias características dinâmicas, as quais são controladas através de um algoritmo, que por sua vez processa a informação da acção e/ou efeitos na estrutura. Os níveis de rendimento deste tipo de aparelhos depende principalmente do algoritmo de controlo escolhido para o efeito. Os algoritmos de controlo têm sido alvo de muita investigação, de forma a encontrar a melhor solução para reduzir a resposta dinâmica de uma estrutura (Oliveira C., 2003).

## **1.2 – Objectivos da Dissertação**

Esta dissertação tem como objectivo estudar o funcionamento de um tipo de sistema de controlo semi-activo, analisar as suas características, condições e forma de actuação do respectivo algoritmos de controlo, por forma a reduzir a resposta de uma estrutura face a uma solicitação sísmica.

Desenvolveram-se e analisaram-se algoritmos de controlo para dissipadores semi-activos de fluido magneto-reológico. Tendo por base uma estrutura já existente, a Ponte de Monte da Barca localizada na EN-114, no distrito de Santarém, considerou-se um modelo simplificado de 1 grau de liberdade, numa tentativa de compreender as alterações que o sistema de controlo introduz na resposta da estrutura. Para validar os resultados obtidos através desta simplificação, compararam-se as respostas dinâmicas relativas ao modelo definido por 1 grau de liberdade, com um modelo tridimensional modelado num programa de cálculo comercial.

Os algoritmos relativos ao sistema semi-activo foram analisados tendo em conta a especificação da acção sísmica definida segundo a *NP EN 1998-1 2010*. Procedeu-se desta forma para estudar o efeito da eventual utilização destes sistemas em Portugal.

Para finalizar, deixaram-se algumas ideias e conceitos para trabalhos a desenvolver no futuro, relativamente à utilização dos sistemas de controlo semi-activo para atenuar a resposta dinâmica de uma estrutura, face à acção de um sismo.

## **1.3 – Organização da Dissertação**

O presente apresenta generalidades relativas ao tema em estudo. Faz-se referência ao conteúdo da tese e apresenta-se a organização da dissertação com uma descrição sucinta de cada um dos capítulos que a compõem.

No capítulo 2 identificam-se os sistemas de protecção sísmica existentes, descrevendo-os por categorias. Cada categoria tem em conta a forma como eles interagem com a estrutura. Em cada categoria é feita uma descrição mais pormenorizada dos tipos de aparelhos associados à respectiva categoria, definindo as suas principais funcionalidades e o que os caracteriza.

O capítulo 3 descreve de forma sucinta o caso de estudo, apresentando a estrutura que serviu de base para aplicação do tipo de sistema de protecção sísmica considerado.

Consagrou-se o capítulo 4 à definição geral de uma acção sísmica, tendo em conta o que está explicito na Norma Portuguesa *NP EN 1998-1 2010*, designada regularmente por Eurocódigo 8 ou EC8. Primeiramente é apresentado o historial da acção sísmica em Portugal, com a intenção de fazer compreender as razões da existência e da forma como a acção sísmica está definida na norma. Posteriormente, explica-se como se representa a acção sísmica explícita no EC8, ou seja, foi necessário obter séries de aceleração que traduzissem a acção sísmica definida para a localização do modelo estrutural analisado. Descreveu-se a forma de geração de acelerogramas artificiais, explicitando todos os passos envolvidos.

O processo de cálculo numérico correspondente à resposta dinâmica da estrutura face à acção sísmica, envolve a resolução da equação dinâmica de equilíbrio para movimentos do solo. No Capítulo 5 é descrita esta mesma resolução, apresentando também toda a fundamentação teórica onde assentam o programa de cálculo utilizado. Os resultados obtidos ajudaram a retirar conclusões sobre a eficácia dos algoritmos propostos. Estas conclusões permitem compreender a influência dos algoritmos estudados na eficácia dos sistemas de controlo.

O capítulo 6 apresenta resultados associados à aplicação do sistema de protecção semi-activo no caso de estudo. Faz-se uma análise comparativa entre a situação sem sistema de protecção sísmica semi-activa e a situação com sistema de protecção instalado. Para além disso, verifica-se a eficiência do sistema considerando 3 variáveis de controlo separadamente: os deslocamentos, as velocidades e as acelerações.

Por fim, no Capítulo 7, são reunidas as conclusões da investigação realizada. Reflectiu-se sobre os resultados e conclusões a que se chegou em cada um dos capítulos constituintes da dissertação. Para finalizar este capítulo, deixam-se algumas sugestões para futuros trabalhos, envolvidos do mesmo tema de estudo.

Seguido do último capítulo, apresenta-se a Bibliografia consultada. Aqui encontram-se as referências utilizadas para a elaboração deste documento. Incluíram-se também referências Web, uma vez que são a fonte de obtenção de grande parte de imagens ou figuras utilizadas em muito dos capítulos descritivos desta dissertação.

Os anexos auxiliares, enunciados durante toda a dissertação, apresentam-se posteriormente às referências bibliográficas. Estes anexos consistem na definição do cálculo numérico apresentado para definir os algoritmos de controlo utilizados, em linguagem de programação, assim como todos os dados processados para definir correctamente a acção sísmica utilizada.

## **2 – Sistemas de Protecção Sísmica**

### **2.1 – Introdução**

As estruturas sujeitas a solicitações dinâmicas podem desenvolver níveis de vibração elevados, provocando estados indesejáveis de deformação e produzindo elevados esforços que podem traduzir-se em danos estruturais importantes. Mesmo que a acção de forças dinâmicas sobre a estrutura não coloquem em perigo a segurança estrutural, é colocado em causa o bom funcionamento em serviço, incluindo-se nesta área a generalidade dos problemas da engenharia do vento, assim como os problemas relacionados com fenómenos de ressonância em estruturas sujeitas à acção de cargas móveis.

Para proteger as estruturas dos efeitos de uma acção dinâmica, nem sempre é viável executar incrementos de resistência ou de rigidez horizontal dos seus elementos estruturais devido a diversas limitações, tais como os custos associados ou défice de resistência das fundações. No caso de acções sísmicas, o aumento da rigidez horizontal do conjunto estrutural tem como consequência um incremento na frequência fundamental, o que conduz, na maioria dos casos, a um aumento da solicitação sísmica, sendo esse o fenómeno que se pretende minorar ou até mesmo evitar. Para estes casos, uma possível solução a adoptar é a instalação de sistemas de protecção sísmica.

Os sistemas de protecção sísmica são dispositivos que melhoram o comportamento sísmico das estruturas sem recorrer à capacidade de deformação das estruturas. Podem actuar alterando as características dinâmicas da estrutura ou aumentando a sua capacidade de dissipar energia (Guerreiro L., 1996).

Para qualquer sistema de protecção sísmica é importante identificar a sua potencialidade de dissipação energética, assim como a capacidade de reposicionamento da estrutura protegida após a actuação da acção sísmica. Para isso, existe um objectivo estratégico essencial: reduzir deslocamentos relativos da estrutura, ou então, reduzir as acelerações que nela actuam.

Os sistemas de protecção sísmica são actualmente divididos em 4 grupos: protecção passiva, activa, híbrida e semi-activa. Cada grupo pode ser subdividido em várias categorias, com características próprias e distintas.

### **2.2 – Protecção Passiva**

Define-se como sistemas de protecção passiva aqueles que não necessitam de fornecimento de energia, nem de qualquer outro tipo de intervenção exterior, para garantir o seu desempenho. É um tipo de protecção sísmica bastante utilizada por todo o mundo (Guerreiro L., Craveiro A., Branco M.; 2007).

A protecção passiva consiste na instalação de dispositivos numa estrutura, de forma a reduzir os efeitos de um sismo sobre a mesma. Significa então, que este tipo de dispositivos apresentam características próprias que alteraram e melhoraram a resposta dinâmica das estruturas aquando a ocorrência de sismos ou de outro tipo de acções dinâmicas.

Os exemplos mais importantes de sistemas de protecção passiva são: o isolamento de base, a aplicação de dispositivos de dissipação de energia, as ligas com memória de forma (SMA's) com grandes potencialidades ainda por explorar, amortecedores de massa sintonizada e os osciladores pendulares de frequência variável.



### 2.2.1 – Isolamento de Base

O conceito de isolamento de base é utilizado em caso de sistemas de isolamento que separam o movimento horizontal da estrutura do movimento horizontal do solo. Esta separação é conseguida através da criação de uma camada horizontal deformável localizada entre a base da estrutura e a fundação. Uma das consequências imediatas da introdução desta camada é a redução do valor da frequência própria, de preferência para valores abaixo da gama de frequências onde o sismo concentra mais energia. A redução da frequência da estrutura tem como consequência a redução das acelerações máximas mas, em contrapartida, conduz a um aumento dos deslocamentos, sendo estes deslocamentos concentrados ao nível do sistema de isolamento (Guerreiro L., Craveiro A. e Branco M., 2007). Este tipo de protecção sísmica é aplicado geralmente em estruturas com frequências superiores a 2 Hz, e desaconselhável em estruturas muito flexíveis, onde o período fundamental revela-se bastante longo, evitando assim o seu aumento.

Os sistemas de isolamento de base deverão ter capacidade de suporte na direcção vertical, uma vez que esta ligação tem de ser necessariamente mantida.

Os dispositivos de isolamento de base são mais eficientes quanto maior a sua capacidade de dissipação energética para uma dada frequência de excitação próxima da frequência fundamental da estrutura onde se instala os respectivos dispositivos.

Uma das limitações no uso deste tipo de isoladores é garantir espaço envolvente ao aparelho, para que a estrutura se possa movimentar sem comprometer o funcionamento do sistema de isolamento de base.

Normalmente, durante a acção de um sismo, qualquer tipo de isolamento de base pode estar sujeito a grandes deslocamentos na direcção horizontal da zona isolada. Para minorar altas deformações, os isoladores podem trabalhar em conjunto com aparelhos suplementares de amortecimento ou dissipação.

Estão disponíveis no mercado vários tipos de isolamento de base. Destes, os mais populares são: blocos de apoio em borracha de alto amortecimento (HDRB - High Damping Rubber Bearings) ou apoios elastoméricos simples, blocos de borracha com núcleo de chumbo (LRB - Lead Rubber Bearings) e os sistemas pendulares com atrito (FPS - Friction Pendulum System). A Figura 2.1 representa os vários tipos de isolamento de base comerciais:



Figura 2.1 – Tipos de Isolamento de base - Adaptado de: Guerreiro L., Craveiro A. e Branco M., 2007

A elevada deformabilidade, a elevada resistência à abrasão, a fácil manutenção ou o relativo baixo custo económico tornam os apoios elastoméricos simples aparelhos bastante requisitados a nível mundial e aplicados num grande número de estruturas. Estes aparelhos de apoio de elastómeros caracterizam-se como aparelhos de apoio que contêm blocos de elastómero vulcanizado, reforçados com chapas de aço ou fibra de vidro. Existem ainda outras variantes, em que os aparelhos apresentam um núcleo de chumbo que dissipa a energia de vibração, comportando-se como um material histerético, e em contrapartida, as borrachas laminadas suportam a carga e isolam a vibração.

Os blocos de borracha com núcleo de chumbo (LRB – *Lead Rubber Bearing*) quando sujeitos a repetidos ciclos de carga, mantêm o seu desempenho sem existir qualquer tipo de alteração mecânica no material que os compõem. Além do mais, não necessitam de manutenção e possuem uma excelente durabilidade (Buckle I., 2000).

Os sistemas pendulares com atrito (FPS – *Friction Pendular System*) garantem a flexibilidade da estrutura através de uma peça articulada que desliza ao longo de uma superfície côncava, provocando o deslocamento da estrutura através de pequenos movimentos pendulares. A força de atrito dinâmica gerada por este movimento garante o amortecimento necessário para dissipar a energia introduzida pela solicitação sísmica (Wang, Y; 2002).

Um oscilador pendular de frequência variável (VFPI – *Variable Frequency Pendulum Isolator*) é um tipo de protecção sísmica passiva adaptada do FPS já descrito anteriormente. A grande diferença entre estes dois sistemas é o facto de o FPS apresentar uma superfície de deslizamento côncava com raio de curvatura constante, enquanto o VFPI apresenta um raio de curvatura variável. A variação do raio de curvatura faz com que a frequência do isolador desça com o aumento do deslocamento deslizante a uma taxa que pode ser controlada através da escolha adequada da configuração da superfície.

### 2.2.2 – Amortecedores de Massa Sintonizada

Os amortecedores de massa sintonizada são sistemas que actuam por absorção das vibrações, vulgarmente conhecidos como TMDs (*Tuned Mass Dampers*). Existe ainda uma variante do TMDs designada por amortecedores de líquido sintonizado, conhecidos como TLDs (*Tuned Liquid Dampers*) que apresentam os mesmos princípios de funcionamento que os amortecedores de massa sintonizada. Os TMDs são dispositivos mecânicos compostos por uma massa ligada à estrutura através de uma mola e de um amortecedor, os quais, quando devidamente sintonizados, fazem com que a massa oscile em sentido oposto ao movimento de uma estrutura solicitada a uma acção dinâmica, reduzindo assim vibrações e deslocamentos. Os TMDs podem ser materializados através do funcionamento de um pêndulo fixo à estrutura. Estes dispositivos comprovam ser bastante eficazes no controlo de vibrações harmónicas, conhecendo-se muitas aplicações na área da Engenharia do Vento, envolvendo estruturas flexíveis como edifícios altos e pontes com grandes vãos, bem como aplicações em estruturas vulneráveis a fenómenos de ressonância como lajes de edifícios e pontes pedonais. No entanto, um dos problemas associados ao uso de TMDs é o facto de a estrutura possuir vários modos de vibração, em contrapartida, cada aparelho apenas está sintonizado para uma das frequências. Para atenuar vários modos de vibração, seria necessário instalar vários TMDs, cada um sintonizado para uma determinada frequência. No entanto, este procedimento irá aumentar consecutivamente a massa da estrutura, o que não é nada muito aconselhável, para além da necessidade de um grande espaço para instalação dos aparelhos que nem sempre existe (Villaverde, R., 1985). Outro problema liga-se com o facto de os TMDs responderem mais eficazmente a excitações sinusoidais ou de banda estreita (Pranesh M., Sinha R., 2000). Para movimentos do solo muito fortes, a estrutura pode comportar-se inelasticamente, podendo apresentar zonas plastificadas á medida que a solicitação vai ocorrendo, aumentando assim o período da estrutura e o TMD torna-se não sintonizado com a estrutura, contribuindo apenas para a massa oscilante.

Concluindo, para funcionarem correctamente, os TMDs têm de estar devidamente sintonizados para a frequência de vibração de estrutura, podendo registar-se uma significativa perda de eficiência mesmo para pequenos desvios de calibração. Além disso, é sempre importante ter em atenção que cada dispositivo só pode atenuar a resposta de um modo de vibração específico (o que em grande parte dos casos é suficiente), devendo adoptar-se pelo menos tantas unidades quantos os modos distintos que se queiram controlar.

Os TMDs também têm sido utilizados em pontes de grande vão, quer na fase construtiva, quer em serviço, com o objectivo de reduzir a sua resposta dinâmica à acção do vento e evitar fenómenos de instabilidade como *“vortex-shedding”* ou *“flutter”* (Caetano, E.; 2007).

A Figura 2.2 exemplifica um modelo estrutural simplificado, onde está instalado um sistema de protecção passiva do tipo TMD.

Relativamente aos TLDs, são dispositivos caracterizados por um recipiente que contém uma quantidade de líquido com altura reduzida e que é colocado no topo de uma estrutura no sentido de minimizar as vibrações/deslocamentos associados ao modo fundamental de vibração da estrutura. O princípio básico do funcionamento dos TLD é que o deslocamento do líquido no tanque funcione como uma “contra acção” e como tal reduza o movimento da estrutura aquando a actuação de uma solicitação dinâmica.

Um dos problemas associados aos TLDs são os fenómenos não-lineares de “*sloshing*”, como se encontra definido na Figura 2.3, correspondente á agitação do líquido. Trata-se de um fenómeno complexo e altamente dependente de muitas variáveis externas como a frequência do “*sloshing*”, a amplitude e a altura do líquido (geralmente água).

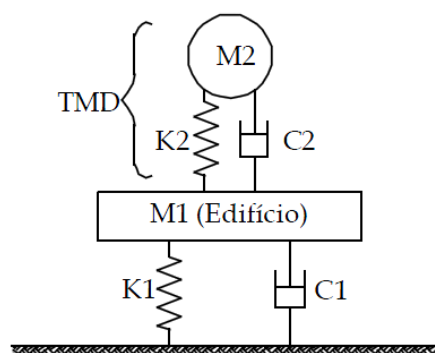


Figura 2.2 - “Tuned Mass Dampers”

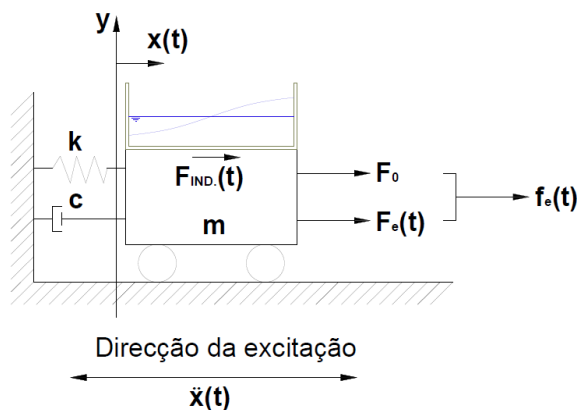


Figura 2.3 – “Tuned Liquid Dampers” – Adaptado de: Costa A., “Plano de Investigação Programada – LNEC 2005-2008”

### 2.2.3 – Dispositivos de dissipação de energia

Os sistemas de controlo que funcionam como dissipadores passivos são introduzidos numa estrutura para contribuir para a dissipação da energia mecânica induzida pelas acções dinâmicas exteriores, servindo de complemento aos mecanismos de dissipação desenvolvidos pelas secções dos elementos estruturais.

As vantagens em utilizar dissipadores passivos integrados em estruturas são a elevada fiabilidade e reduzido custo directo e em manutenção. No entanto, apresentam algumas desvantagens comparativamente a outros sistemas passivos, como por exemplo o isolamento de base, pois só funcionam depois de a estrutura já estar afectada pelas vibrações.

Os dissipadores passivos designam-se normalmente por amortecedores uma vez que tiram partido de um qualquer mecanismo de amortecimento ou dissipação da energia, quer seja viscoso, visco-elástico, friccional ou histerético.

### 2.2.3.1 – Dissipadores Viscosos

Os amortecedores viscosos geram uma força de amortecimento em função da velocidade absoluta ou relativa, dependendo do tipo de instalação na estrutura, ou seja, se estão fixados ao exterior ou se estão colocados entre dois pontos da estrutura, respeitando uma lei linear ou não-linear conforme o efeito que se pretenda obter. Na Figura 2.4 está exemplificado o tipo de adaptabilidade deste tipo de dissipadores de energia.

A força de amortecimento é gerada pela passagem forçada de um fluido por uma pequena abertura. Durante este funcionamento, os extremos do aparelho deslocam-se relativamente um ao outro, gerando calor e permitindo, desta forma, dissipar energia.

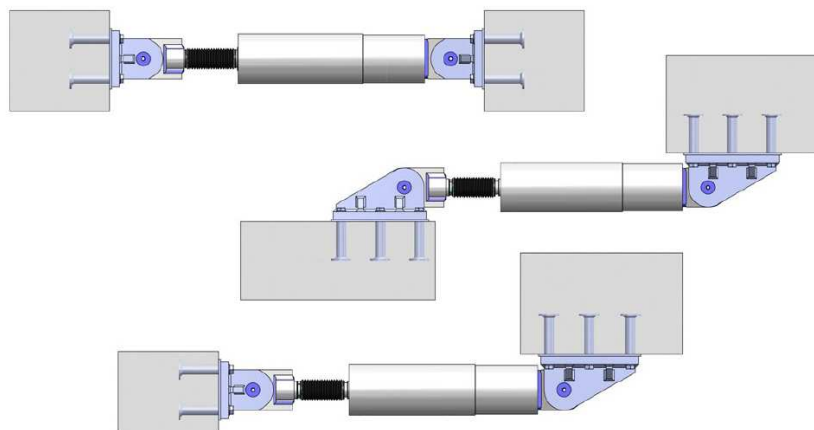


Figura 2.4 – Dissipador Viscoso – Adaptado de: [ALGA, 2011]

A utilização de amortecedores viscosos tem a vantagem de conduzir a cálculos mais simples e a um funcionamento aceitável na maioria das aplicações. Todavia, é por vezes difícil evitar algum grau de não-linearidade caracterizado por um expoente da velocidade diferente da unidade. Além disso, os amortecedores não-lineares podem ser mais eficazes na resposta a determinados tipos de acções exteriores, sendo preferível em alguns casos optar por um dispositivo deste género.

Nos dissipadores viscosos a não linearidade advém da sua lei de comportamento, que é representada por uma equação não linear (Guerreiro L., 2006):

$$F_{\text{amortecimento}} = C |v|^{\alpha} \quad \text{Equação 2.1}$$

onde  $C$  e  $\alpha$  são a constante do dissipador e  $v$  a velocidade.

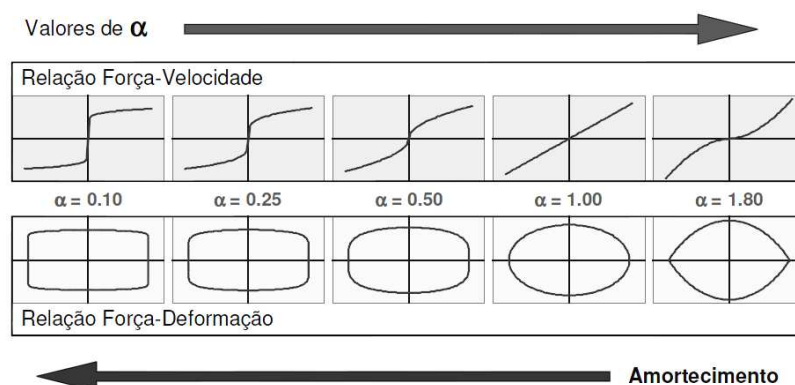


Figura 2.5 – Relação Força-Deslocamento e Força-Deformação para dissipadores viscosos – Adaptado de: Guerreiro L., 2006

Visualizando a Figura 2.5, quando se considera o parâmetro  $\alpha$  igual a 1, significa que estamos perante um tipo de amortecedor viscoso linear.

Considerando a acção sísmica como uma carga cíclica, o amortecimento que um determinado dissipador introduz na estrutura é medido pela sua capacidade de dissipação de energia em cada ciclo. Essa dissipação pode ser por histerese (dissipadores histeréticos) ou por comportamento viscoso (dissipadores viscosos). A energia dissipada em cada ciclo pode ser avaliada através do cálculo da área interior do ciclo medida na curva que relaciona a força no dissipador com a sua deformação (Guerreiro L., 2006).

O parâmetro  $C$  (Coeficiente de amortecimento) é responsável pelo aumento da área interna do ciclo, não alterando a forma do ciclo força-deformação. O aumento do valor de  $C$  conduz a uma maior capacidade de dissipação de energia mas, como contrapartida, aumenta a força no dissipador.

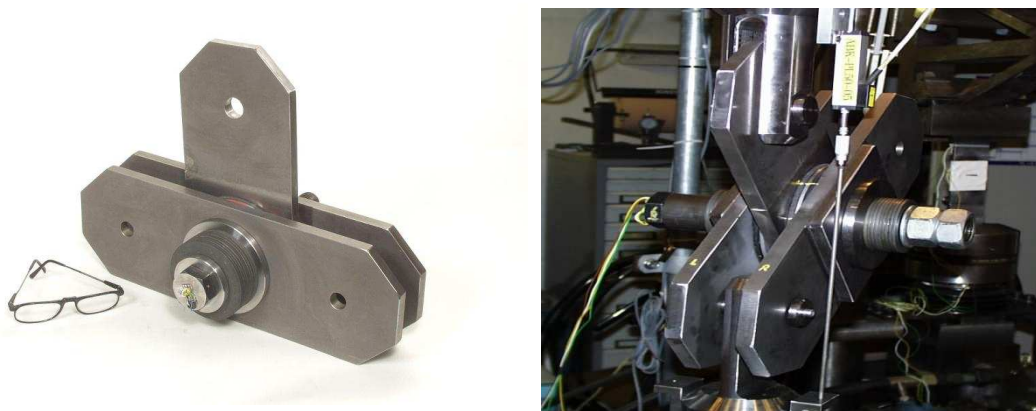
#### 2.2.3.2 – Dissipadores Visco-Elásticos

Em alternativa aos amortecedores viscosos, os amortecedores visco-elásticos são também uma solução possível para atenuar as vibrações em estruturas (Mahmoodi, P.; 1972). Apresenta uma elevada capacidade de dissipação de energia mecânica, particularmente nas situações de vibrações de elevada velocidade, e possuem ainda uma força de restituição semelhante à exercida por uma mola, de tal modo que o seu comportamento global pode ser idealizado através de um amortecedor viscoso e uma mola ligados em paralelo. Este tipo de amortecedor é geralmente constituído por um material visco-elástico colado entre chapas metálicas (tipo “sandwich” de uma ou várias camadas), que dissipam parte da energia proveniente da solicitação sísmica transferida para a estrutura, através da deformação por corte desse material.

Existe, no entanto, alguns inconvenientes na utilização deste tipo de dissipadores, nomeadamente a dependência do material visco-elástico relativamente à frequência das vibrações e aos níveis de tensão e temperatura instalados, dificultando a previsão do seu desempenho numa estrutura (Soong, T.; Dargush, G.; 1997).

O dissipador visco-elástico e por atrito (F-VEDD – “Friction-ViscoElastic Damper Device”), [DampTech; 2001], combina as vantagens dos mecanismos de dissipação de energia visco-elástico e por puro atrito. Na Figura 2.6, são apresentados uma vista geral do dispositivo. É constituído por pastilhas com funcionamento por atrito e placas de aço com funcionamento visco-elástico entre elas. O conjunto funciona em simultâneo através de um parafuso pré-

esforçado que o atravessa. O parafuso juntamente com molas em cada um dos extremos permite manter a força de amortecimento necessária.



*Figura 2.6 – Dissipadores Visco-Elásticos - Adaptado de [Damptech; 2001]*

#### **2.2.3.3 – Dissipadores por Atrito**

O recurso a amortecedores friccionais ou dissipadores por atrito, é também uma solução possível para dissipar a energia das vibrações em estruturas, convertendo a energia mecânica em energia calorífica. Pretende-se que exista forças de controlo opositoras ao movimento do sistema, as quais dependem essencialmente da rugosidade das superfícies sólidas das placas deslizantes que constituem o amortecedor e da força que as comprime, podendo o movimento relativo dessas placas ser de translação ou de rotação. Assim sendo, este tipo de dispositivos aumentam a rigidez da estrutura até um determinado nível de carga. Significa que este sistema de protecção pode ser calibrado para deslizar quando atinge um determinado valor de carga. Esta carga pode ser dada, por exemplo, pelo esforço transversal junto à fundação.

As principais vantagens dos amortecedores friccionais centram-se no facto de facilmente poderem ser ajustáveis através da regulação da força de compressão nas placas e por serem relativamente insensíveis às variações de temperatura e frequência das vibrações. Além disso, podem ser regulados para funcionarem a partir de um determinado nível de força, aumentando a sua durabilidade e reduzindo os custos de manutenção por ficarem desactivados perante vibrações de menor significado (Moutinho, C.; 2007).

É importante ter em atenção que as superfícies de deslizamento alteram a sua configuração com a utilização, modificando assim o comportamento do sistema.

#### **2.2.3.4 – Dissipadores Histeréticos**

Os amortecedores histeréticos são dispositivos eficazes quanto à dissipação de energia, sendo particularmente interessantes nas aplicações de Engenharia Sísmica. As sucessivas deformações plásticas associadas ao comportamento histerético do material constituinte (normalmente um metal possuidor de características de elevada ductilidade) reduzem significativamente a energia transmitida a uma estrutura equipada com dissipadores histeréticos (Soong, T.; Dargush, G.; 1997). Costumam ser instalados em pórticos de edifícios através de barras em forma de “V” (Figura 2.7) e podem assumir diversas formas, sendo as mais vulgares as configurações em forma de “X”, placas triangulares ou barras verticais. A Figura 2.8 refere-se a aparelhos que, além de ajudarem a dissipar a energia sísmica, aumentam a rigidez da estrutura, sendo designados por ADAS (“Added Damping And Stiffness”) (Scholl, R; 1990). Apesar de constituírem uma solução relativamente económica e de serem



eficazes na redução da resposta sísmica, o comportamento inelástico dos aparelhos traduz-se em deformações permanentes após o seu funcionamento, podendo obrigar à sua substituição.



Figura 2.7 - Dissipador Histerético em “V”

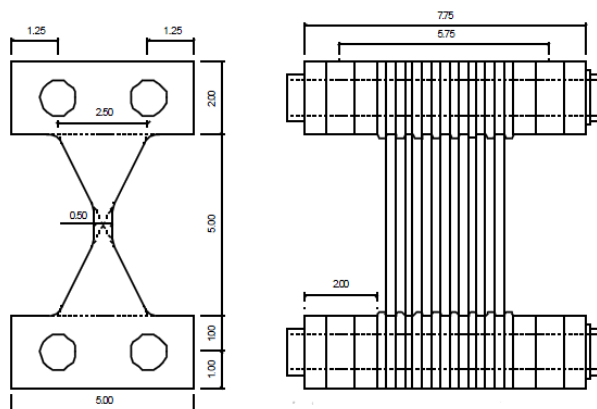


Figura 2.8 - “Added Damping And Stiffness” - Adaptado de: [Soong, T. T., Spencer Jr., B. F. ; 2002]

#### 2.2.4 – Ligas com memória de forma – SMAs

Este tipo de dissipador energético com grandes potencialidades, apresenta propriedades muito particulares, nomeadamente a sua capacidade de recuperar de grandes deformações por variação de temperatura (efeito de memória) ou por descarga (efeito superelástico). Daqui definem-se dois tipos de ligas em função das propriedades que apresentam: ligas com superelasticidade e ligas com memória de forma.

As ligas com memória de forma são ligas metálicas que têm a capacidade de recuperar a sua forma, com acção da temperatura, após uma dada deformação. A base da recuperação da forma após uma dada deformação é uma transformação que ocorre na fase do material consoante a temperatura a que este se encontra. Estas ligas possuem duas fases no estado sólido, isto é, ocorre uma mudança, ou rearranjo da sua estrutura molecular com a mudança da temperatura da liga, mas esse rearranjo passa-se sempre com a liga no estado sólido, já que as moléculas estão fortemente ligadas umas às outras em ambas as configurações. Estas duas fases têm o nome de Martensite e Austenite. A fase de baixa temperatura é a Martensite, com estrutura com pouca simetria e muito deformável, enquanto a Austenite é a fase de alta temperatura, dura e de estrutura geralmente cúbica. À temperatura ambiente estes materiais estão normalmente na sua fase martensítica e podem ser deformados facilmente, isto é, quando lhes é aplicada uma força/deformação eles adquirem uma nova forma. Quando são aquecidas estas ligas passam para a sua fase austenítica e recuperam a sua forma (a forma que possuíam antes de serem deformadas). Ao arrefecer passa de novo para martensite,

modificando novamente a sua estrutura cristalina, mas sem se alterar a sua forma macroscópica, isto é, a forma que possuíam à temperatura ambiente antes de serem deformadas. Este fenómeno tem o nome de memória de forma simples e é apenas possível alterar a forma do objecto (permanentemente) se a Austenite for alterada. Se o objecto à temperatura ambiente estiver na fase da austenite irá comportar-se como uma mola. Também é possível, através tratamentos termomecânicos, produzir objectos com memória dupla, que possuem uma forma distinta em ambas as fases.

As ligas com superelasticidade recuperam a sua forma inicial imediatamente após uma descarga, ou seja, o fenómeno de superelasticidade está ligado ao efeito de memória de forma, sendo uma manifestação activada pela transformação da Austenite em Martensite induzida por tensão. Quando a liga encontra-se a uma temperatura onde a Austenite é estável, a aplicação de uma tensão, dentro de certos limites, provoca uma instabilidade nesta fase, que passa gradualmente para a fase martensítica induzida por tensão. Porém à medida que ocorre o descarregamento esta fase martensítica é revertida novamente para a austenítica, retornando a amostra para sua forma original. Com isto, está envolvida uma deformação que normalmente vai muito além daquela esperada para o regime elástico de ligas metálicas. Desta forma, o fenómeno recebe a denominação de superelasticidade.

Os dois tipos de ligas estão ligados a transformações de fases, no entanto diferem entre si apenas em relação à temperatura em que se dá a solicitação, em comparação com a faixa de temperaturas em que a transformação ocorre.

As ligas mais difundidas para aparelhos de protecção passiva são as de Níquel-Titânio (NiTi). No entanto existem outros tipos de ligas, como as de Cobre-Alumínio-Níquel (CuAlNi) ou as de Ferro-Manganésio-[Silício] (FeMn[Si]). Normalmente utiliza-se as ligas NiTi para protecção passiva devido à sua baixa sensibilidade à temperatura e grande resistência à fadiga e corrosão, apresentando uma durabilidade elevada.

Estas ligas apresentam grande capacidade de dissipação de energia, permitindo a imposição de grandes deformações e excelente capacidade para suportar um elevado número de ciclos de carga/descarga (resistência à fadiga).

As ligas com memória de forma têm uma combinação de vantagens de comportamento e manutenção, associadas a um comportamento mais fiável e constante ao longo do tempo. Não têm custos de manutenção, nem deformações residuais permanentes ou degradação das características mecânicas. Não necessitam de manutenção durante toda a vida útil da estrutura. A sua superelasticidade e a grande resistência à fadiga durante ciclos de grandes tensões constituem vantagens muito importantes. Recuperam a posição inicial da estrutura no final do sismo, ao mesmo tempo que controlam os deslocamentos durante a mesma acção. Controlam também a força transmitida para a superestrutura. (Dolce, M, Marnetto, R. ; 2000).

A Figura 2.9 representa uma aplicação de SMAs num sistema de amortecimento.

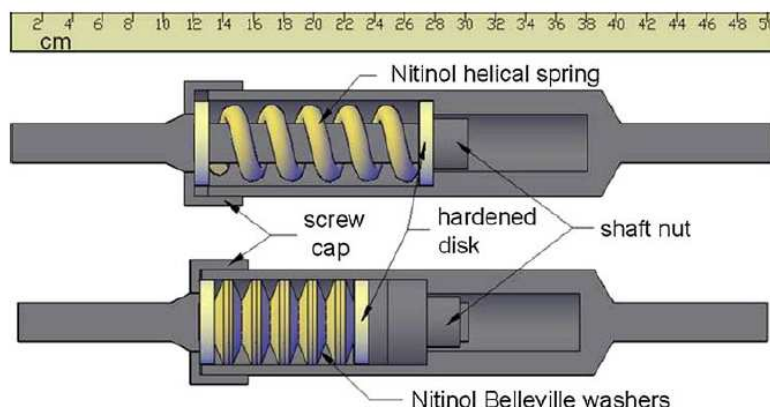


Figura 2.9 – Amortecedor constituído por Ligas com memória de forma (SMAs) - Adaptado de: [Speicher, M., Hodgson, D., DesRoches, R., Leon, R. T.; 2009]



## 2.3 – Protecção Activa

Os controladores activos caracterizam-se pela sua capacidade de reagir a movimentos impostos por uma acção dinâmica, partindo de dados obtidos através da monitorização constante da estrutura.

Um sistema de controlo activo é constituído, essencialmente, por sensores, um processador e actuadores. Os sensores recolhem a informação relativa à solicitação sísmica e às variáveis de resposta estrutural, localizando-se junto da estrutura. Após recolha da informação, esta irá ser processada e analisada por um algoritmo de controlo, que fornece como dados de saída valores dos parâmetros de controlo necessários para responder à solicitação dinâmica, isto é, as forças de controlo necessárias. Os actuadores necessitam de energia exterior para produzirem as forças a aplicar à estrutura.

Os sensores podem recolher várias informações, dentro das quais a medição das variáveis da resposta estrutural, tais como: deslocamentos, velocidades, acelerações relativas, entre outras. Com esta informação o dispositivo de controlo calibra a força a introduzir. A este tipo de controlo chama-se “*feedback control*”. Existe ainda outro tipo de controlo, designado por “*feedforward control*”, onde a calibração das forças a introduzir é baseada na leitura da excitação sísmica, medindo, por exemplo, as acelerações na base da estrutura. Existe ainda a possibilidade se conjugar os dois tipos de controlo definidos anteriormente, embora seja um processo complexo (Oliveira, C.; 2003).

O tempo entre a recolha de informação pelos sensores e a actuação das forças tem de ser o menor possível, caso contrário, corre-se o risco de introdução de forças que piorem o comportamento da estrutura. Assim sendo, é necessário que todo o equipamento seja bastante preciso e eficiente, tornando todo o sistema bastante dispendioso.

Dentro das vantagens e desvantagens existentes na utilização de sistemas activos em estruturas de Engenharia Civil, podem-se destacar que, apesar da elevada eficiência demonstrada por dispositivos deste género no controlo de vibrações, apresentam custos elevados e um menor grau de fiabilidade do que os sistemas passivos, por exemplo, relativamente a cortes energéticos que normalmente ocorrem aquando a actuação de uma acção sísmica. Por isso mesmo, é aconselhável que o sistema possua um gerador próprio.

A implementação de sistemas de controlo activo é particularmente interessante em estruturas flexíveis que apresentem uma dinâmica onde vários modos de vibração podem contribuir significativamente para a resposta estrutural ou quando os parâmetros modais do sistema variam substancialmente ao longo do tempo (Fujino, Y.; 2002). Nestes casos, os dispositivos activos têm a capacidade de se sintonizar para a dinâmica do sistema, completando assim a falta de adaptabilidade que caracteriza os sistemas passivos. No entanto, face aos sistemas passivos, o controlo activo garante um melhor controlo da resposta, sabendo em cada instante qual o comportamento da estrutura e introduzir forças que permitem melhorá-lo.

É um sistema aplicado em várias situações, dentro das quais o vento e os sismos. Possibilita a selecção do objectivo de controlo, e, em alturas de solicitações dinâmicas relevantes, possibilita focalizar com maior importância a segurança estrutural e não tanto ao estado de serviço da estrutura.

Um exemplo de sistemas de protecção sísmica activos são os amortecedores de massa activos (AMDs - “*Active Mass Damper*”), como representado na Figura 2.10. São sistemas com vantagem de poderem ser adaptados nas secções onde os principais modos de vibração têm componentes modais significativas, como por exemplo no topo dos edifícios. É de facto no domínio da aplicação de AMDs em edifícios que se têm registado mais aplicações de controlo activo. No entanto, existem outros tipos de sistemas de controlo activo, tais como os cabos activos, contraventamentos activos e deformação activa (Moutinho, C.; 2007).

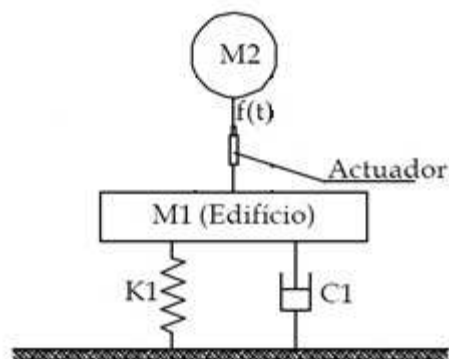


Figura 2.10 - “Active Mass Damper”

## 2.4 – Protecção Híbrida

Os sistemas híbridos resultam da combinação de diferentes sistemas de controlo com o objectivo de tirar partido das vantagens associadas a cada um deles.

A designação de sistema híbrido está tradicionalmente associada à conjugação de sistemas passivos com activos. Neste grupo, os sistemas mais conhecidos são os HMDs (“Hybrid Mass Dampers”), representados na Figura 2.11, que resultam da combinação de TMDs com sistemas activos. Com este tipo de sistema híbrido, procura-se explorar o efeito passivo das forças de inércia dos TMDs e implementar um sistema activo em paralelo, de modo a aumentar o desempenho do aparelho, quer aumentando ainda mais o movimento da massa passiva, ou então, aumentando a robustez do dispositivo para responder a problemas de sintonização, devido ao comportamento inelástico que a estrutura pode apresentar quando solicitada a uma acção sísmica por exemplo. Através deste procedimento, exige-se muito menos do sistema activo em comparação com o caso de actuar isoladamente, obtendo-se uma redução significativa do custo directo do sistema, do consumo de energia eléctrica e dos custos de manutenção (Moutinho, C.; 2007).

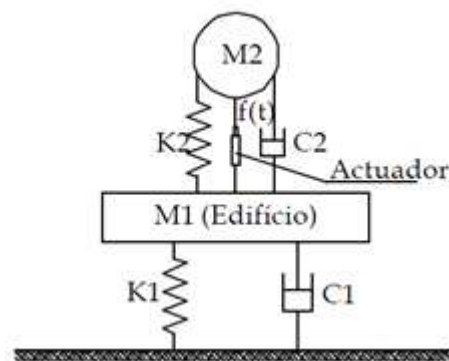


Figura 2.11 - “Hybrid Mass Damper”

## 2.5 – Protecção Semi-Activa

Os sistemas de controlo semi-activo encontram-se actualmente em grande desenvolvimento devido ao facto de constituírem uma solução intermédia entre os sistemas passivos e activos, superando algumas fragilidades dos sistemas passivos, principalmente a adaptabilidade à dinâmica da estrutura, sendo ao mesmo tempo uma solução mais económica e fiável do que a generalidade dos sistemas activos. Assim sendo, estes dispositivos mantêm a fiabilidade dos dispositivos de controlo passivo, possuindo, ao mesmo tempo, a vantagem das características paramétricas ajustáveis de um sistema de controlo activo (Serino G., Spizzuoco M., 2002).

Os sistemas de protecção semi-activa requerem uma pequena quantidade de energia no seu funcionamento, podendo na maior parte dos casos ser alimentados com pilhas ou baterias, tornando estes sistemas imunes a problemas de corte de energia eléctrica.

Com a utilização de sistemas de controlo semi-activo é possível resolver o problema da alimentação da energia, conseguindo-se por este meio aplicar forças de grande amplitude através da modificação activa da rigidez ou amortecimento de elementos estrategicamente localizados na estrutura, bastando para isso recorrer a uma pequena quantidade de energia.

Existem vários tipos de sistemas de protecção semi-activa, dentro dos quais há a destacar os dissipadores semi-activos de fluidos controláveis, aparelhos de rigidez variável, dissipadores semi-activos viscosos e dissipadores semi-activos por atrito.

#### *2.5.1 – Dissipadores Semi-Activos de Fluido Controlável*

Os Dissipadores Semi-Activos de Fluido Controlável têm sido propostos e implementados em vários sistemas estruturais. Este tipo de aparelhos estão capacitados para modificar o tipo de escoamento de um fluido viscoso, isto é, reversivelmente conseguem alterar a viscosidade de do fluido, alterando o seu escoamento livre para um escoamento semi-sólido com uma resistência controlável. Esta modificação dá-se em milissegundos, logo após o fluido ser exposto a um campo magnético ou eléctrico (Soong, T. T., Spencer Jr., B. F., 2000).

O fluido que se encontra no interior do aparelho apresenta características particulares, sendo denominados de fluidos magneto-reológicos ou electro-reológicos, caso reajam a um campo magnético ou eléctrico respectivamente.

Particularmente, os fluidos magneto-reológicos são fluidos que, quando expostos a um campo magnético, apresentam uma alteração reversível das suas propriedades reológicas, tais como: viscosidade, elasticidade e plasticidade. Quando não são expostos a um campo magnético, o fluido comporta-se como um fluido newtoniano comum (características reológicas são constantes ao longo do tempo). Na presença de um campo magnético, o fluido magneto-reológico apresenta um comportamento visco-plástico com uma tensão de escoamento em função da intensidade do campo magnético. Estes tipos de fluidos apresentam na sua constituição micro partículas magneticamente polarizadas. Quando expostas a um campo magnético, estas partículas apresentam um momento de dipolo paralelo à direcção das linhas de fluxo do campo magnético. Desta forma, as partículas, anteriormente dispersas no fluido, alinham-se ao longo das linhas de fluxo do campo magnético, formando uma estrutura acorrentada, como está representado na Figura 2.11. Cada corrente de partículas formada ao longo de uma linha de fluxo, apresenta uma resistência para sair desta configuração, e o nível dessa resistência é proporcional à intensidade do campo magnético que o fluido é exposto (LORD Corporation; 1995).



*Figura 2.12 – Comportamento do Fluido Magneto-Reológico na ausência e presença de um campo magnético, respectivamente – Adaptado de: [ACTIMAT; 2009]*

O fluido magneto-reológico comum consiste em três partes (Pet Civil – UFJF; 2011):

- partículas de ferrocarbonila – de 20 a 40% do fluido é composto por estas partículas maleáveis de ferro, com apenas 3 a 5 micrômetros de diâmetro;
- um líquido transportador – as partículas de ferro ficam suspensas num líquido, normalmente óleo de hidrocarboneto;
- aditivos patenteados – são aditivos colocados para inibir o depósito gravitacional das partículas de ferro, promover a sua suspensão, aumentar a oleosidade do fluido, modificar a viscosidade e diminuir o desgaste;

Os amortecedores magneto-reológicos (Figura 2.12) são um tipo de dispositivos que contêm o fluido magneto-reológico, que, como anteriormente visto, apresenta uma viscosidade variável que pode ser continuamente modificada mediante a aplicação de um determinado campo magnético, utilizando para o efeito uma reduzida quantidade de energia. Esta solução tem como vantagens o facto de ser relativamente económica e de garantir elevada durabilidade dos aparelhos (LORD Corporation; 1995).

Um aparelho com fluidos magneto-reológicos ou electro-reológicos tem a vantagem de não possuir partes amovíveis além do pistão, o que torna estes aparelhos bastante seguros, simples e fiáveis. Além disso, têm provado ser muito rápidos na sua resposta e, por isso particularmente adequados para as aplicações semi-activas da engenharia sísmica (Serino, G., Spizzuoco, M. ; 2002). Têm a característica de suportar temperaturas de  $-40^{\circ}\text{C}$  a  $150^{\circ}\text{C}$  com pequenas variações nas tensões de cedência, e de poderem ser controlados com baixa voltagem (12-24V) com uma corrente eléctrica de 1 a 2 amperes (Soong, T. T., Spencer Jr., B. F ; 2000).

A força de amortecimento de um dissipador magneto-reológico pode ser idealizada por um modelo composto por elementos viscosos e de atrito em paralelo (Ruangrassamee, A., Kawashima, K. ; 2002).

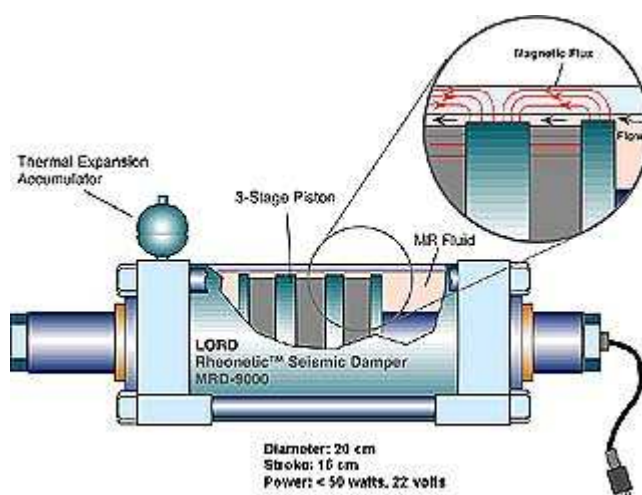


Figura 2.13 - Dissipador Semi-Activo Magneto Reológico - Adaptado de: [LORD Corporation; 1995]

### 2.5.2 – Aparelhos de Rigidez Variável

Existem aparelhos capacitados para fazer variar dinamicamente a rigidez de certos elementos estruturais. A variação é definida entre zero e um valor pré-estabelecido. Com o aumento da rigidez, o valor da frequência própria de uma estrutura também se modifica.

Através de um algoritmo de controlo adequado, é possível controlar o parâmetro da rigidez de uma estrutura, evitando várias situações, dentro das quais, a ressonância da estrutura para uma dada frequência associada a um sismo. Este tipo de aparelhos também está capacitado para criar restrições temporárias em pontos críticos de uma estrutura, quando sujeita á acção sísmica. Assim sendo, os aparelhos de rigidez variável conseguem dissipar energia acumulada em certas zonas da estrutura, sendo calibrados para que tal aconteça, partindo de informação da resposta estrutural (Xinghua Y., 2000).

### 2.5.3 – Dissipadores Semi-Activos Viscosos

O modo de dissipação energética deste tipo de aparelhos é semelhante aos dissipadores passivos viscosos, isto é, a energia de excitação é dissipada pelo calor gerado pelo movimento relativo dos dois extremos. Este movimento é consequência de uma passagem forçada de um fluido viscoso por um orifício, face à deslocação de um êmbolo. O tamanho deste orifício tem a capacidade de ser controlado através de um algoritmo. Assim sendo, o parâmetro de controlo acaba por se o coeficiente de amortecimento, que é ajustado pela taxa de abertura da válvula de controlo de escoamento dentro do dissipador.

A finalidade deste dispositivo é reduzir apropriadamente a resposta em acelerações, durante uma acção sísmica, ou outro tipo de acção dinâmica. Estes dissipadores funcionam passivamente quando sujeitos a pequenas perturbações.

A Figura 2.13 representa esquematicamente os elementos base constituintes de um Dissipador Semi-Activo Viscoso:

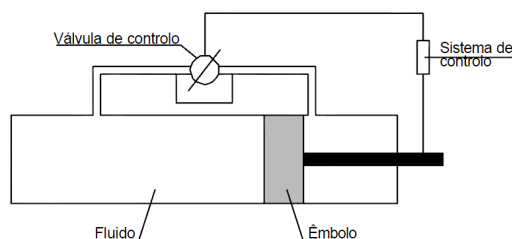


Figura 2.14 - Dissipador Semi-Activo Viscoso - Adaptado de: Dissertação de Cristina Oliveira – “SISTEMAS SEMI-ACTIVOS DE PROTECÇÃO SÍSMICA DE PONTES”, 2003

### 2.5.4 – Dissipadores Semi-Activos por Atrito

Os dissipadores de atrito variável utilizados são constituídos por um conjunto de elementos, cujas superfícies estão comprimidas entre si através de uma força ajustável, controlada por um algoritmo. A estratégia normalmente utilizada para calcular essa força baseia-se na constante eminência de bloqueio por parte do dispositivo.

Estes dispositivos dissipam energia quando existe escorregamento entre superfícies. Assim sendo, o dissipador torna-se ineficaz enquanto o nível de escorregamento não é excedido, fornecendo apenas rigidez adicional á estrutura.

O nível de escorregamento é controlado com base na velocidade que o dissipador atinge. Significa que, para níveis de escorregamento muito altos conjugados com pequenas excitações sísmicas, o dispositivo não funciona. Se o nível de escorregamento estiver demasiado baixo, ocorrerão grandes deslocamentos no dissipador mesmo durante um sismo moderado (Nishitani A., Nitta Y., Ishibashi Y., 2000).

Os dissipadores semi-activos por atrito, também designados de amortecedores semi-activos por atrito, fornecem um amortecimento ao sistema estrutural do tipo histerético, isto é, o amortecimento é proporcional á força de atrito que surge entre superfícies de escorregamento, que, por sua vez, sofrem deformações inelásticas.



### **3 – Casos de Estudo**

A actuação de uma acção sísmica numa estrutura pode levá-la a estados indesejáveis de deformação, conduzindo-a a elevados esforços, devido às vibrações que surgem na estrutura como resposta à solicitação dinâmica. Os sistemas de protecção sísmica permitem reduzir valores de determinadas variáveis, como deslocamentos, velocidades, acelerações, forças horizontais na base da estrutura, entre outras. É importante referir que estas reduções são bastante vantajosas quer ao nível estrutural, quer económico.

Pretendeu-se realizar uma análise do comportamento dinâmico de uma ponte já existente, face à acção sísmica esperada para a sua localização, e para isso procurou-se uma estrutura alvo de reabilitação.

Para testar a resposta dinâmica da estrutura devido à acção sísmica, utilizou-se um programa de cálculo de uso comercial para definir um modelo tridimensional da ponte, com as respectivas características geométricas e mecânicas. Utilizou-se também um programa escrito em *Matlab* que simula a resposta de um sistema com 1 grau de liberdade sob acção sísmica, equivalente à estrutura alvo de estudo. O grau de liberdade corresponde ao movimento longitudinal do tabuleiro da ponte.

O programa de cálculo tridimensional utilizado foi o “*SAP 2000 – Structural Analysis Program*”.

O programa escrito em *Matlab* apresenta uma vantagem face à modelação no programa “*SAP 2000*”, isto é, para além de apresentar valores da resposta dinâmica da ponte sem qualquer tipo de dispositivo de protecção sísmica, também o faz eficazmente quando se instala um equipamento com a finalidade de reduzir a resposta dinâmica da estrutura aquando a actuação de uma acção sísmica, relativamente à situação inicial sem qualquer tipo de protecção. O programa escrito em *Matlab* também permite definir claramente o processo de funcionamento do equipamento de protecção sísmica, e conjugá-lo com a resposta dinâmica da estrutura. Analisando os resultados mais adiante, verifica-se que o modelo de 1 grau de liberdade apresenta resultados satisfatórios face ao modelo tridimensional, definindo-se como uma simplificação adequada.

Como se verá adiante, a ponte apresenta resultados favoráveis à não utilização de sistemas de protecção sísmica. Tal facto deve-se não só à elevada rigidez que a ponte escolhida apresenta, como também à acção sísmica esperada na sua localização. De modo a poder estudar o potencial dos sistemas de controlo semi-activo, foi necessário efectuar algumas alterações estruturais, assim como à alteração experimental da localização da estrutura.

#### **3.1 – Descrição e Modelação da Ponte – Modelação Inicial:**

Analisou-se a Ponte de Monte da Barca localizada na EN-114, no distrito de Santarém. Esta estrutura está inserida no conjunto de sete pontes que se localizam no extenso Vale do Sorraia que se desenvolve entre Coruche e o Monte da Barca. As obras inserem-se na EN114 que é executada em aterro até junto do cruzamento com a E.N.251, próximo do Monte da Barca.

##### **3.1.1 - Descrição da Ponte**

A estrutura é constituída por um tramo simplesmente apoiado, com 35 metros de vão, sendo a largura total do tabuleiro de 11.5 metros que comporta uma plataforma com 11 metros correspondentes a uma faixa de rodagem com 9 metros e dois passeios exteriores, cada um com 1 metro de largura.

Transversalmente, o tabuleiro é constituído por sete vigas pré-fabricadas e pré-esforçadas, ligadas entre si por uma laje com 0.15 metros de espessura que dá continuidade aos banzos superiores das vigas. As vigas têm uma secção transversal em I, com 1.8 metros de altura. A



espessura da alma é variável entre 0.15 metros na zona central dos vãos e 0.25 metros na zona dos apoios. O banzo inferior tem 0.55 metros de largura e uma espessura variável entre 0.15 metros na extremidade e 0.35 metros na ligação à alma. O banzo superior tem 0.95 metros de largura e uma espessura variável entre 0.15 metros na ligação à laje e 0.2 metros na ligação à alma. Para além da laje, as vigas são ligadas transversalmente entre si através de um conjunto de carlingas. Existem duas carlingas nos alinhamentos dos apoios com 0.4 metros de espessura e quatro carlingas de vão com 0.2 metros de espessura (Gomes, A., Virtuoso, F., Silva, A., Rodrigues, N.; 2005).

As vigas estruturais apoiam-se em placas de chumbo sendo o apoio de uma das extremidades fixo e o da outra móvel materializado por um pêndulo em betão com 1 metro de altura e 0.5 metros de espessura.

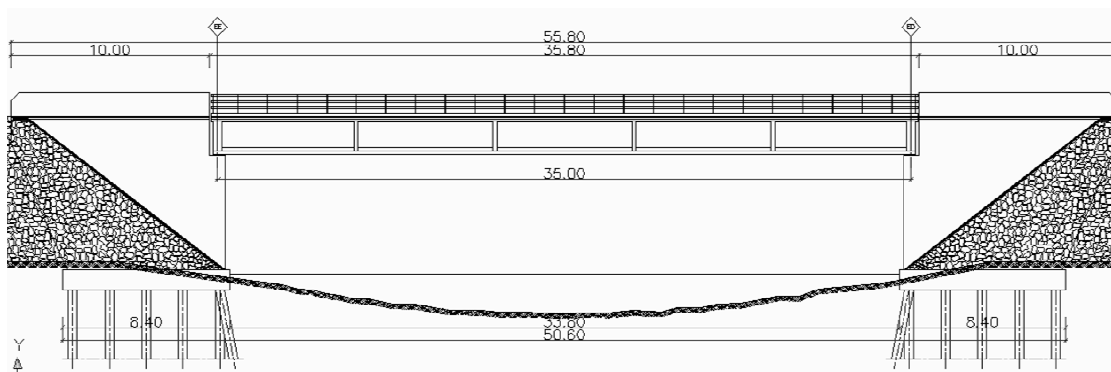
Os encontros são aparentes e em forma de cofre. As viga de estribo tem 1.3 metros de espessura, as carlingas do encontro 0.6 metros de espessura e muros de avenida com 0.75 metros.

Cada encontro é fundado num conjunto de 30 estacas de 0.45 metros de diâmetro, ligadas a um maciço de encabeçamento.

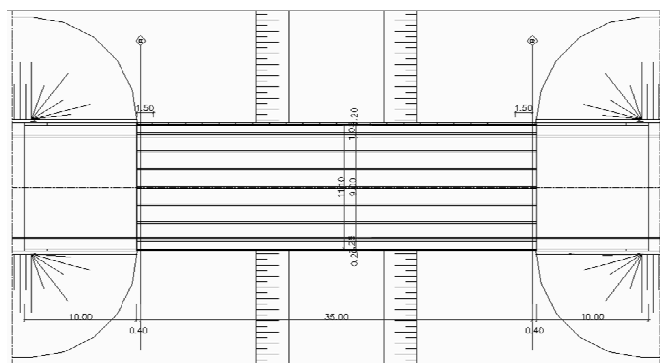
A estrutura é fundada num tipo de solo argilo-arenoso. Tem como características gerais um peso específico de  $18 \text{ kN/m}^3$  e um ângulo de atrito interno de  $30^\circ$ .

Relativamente ao material utilizado, considerou-se um betão de classe C25/30, ao qual corresponde um módulo de elasticidade de 31GPa.

Seguidamente, apresenta-se um alçado e a planta da ponte, assim como alguns pormenores transversais:



*Figura 3.1 - Alçado do Ponte - Adaptado de : Gomes, A., Virtuoso, F., Silva, A., Rodrigues, N.; 2005*



*Figura 3.2 - Planta da Ponte - Adaptado de : Gomes, A., Virtuoso, F., Silva, A., Rodrigues, N.; 2005*

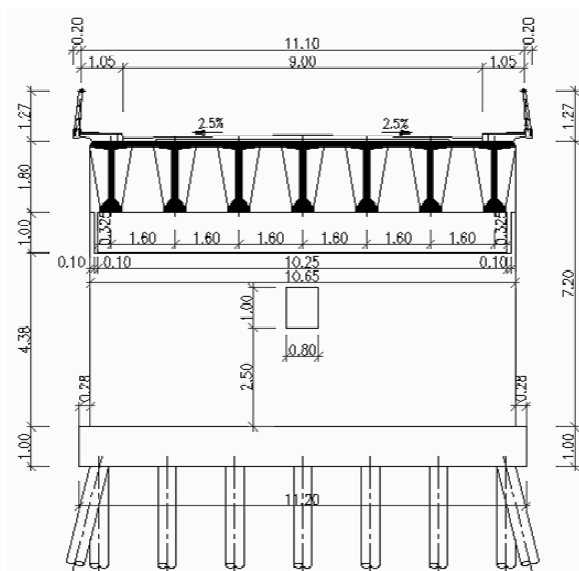


Figura 3.3 – Corte Transversal da Ponte - Adaptado de : Gomes, A., Virtuoso, F., Silva, A., Rodrigues N.; 2005

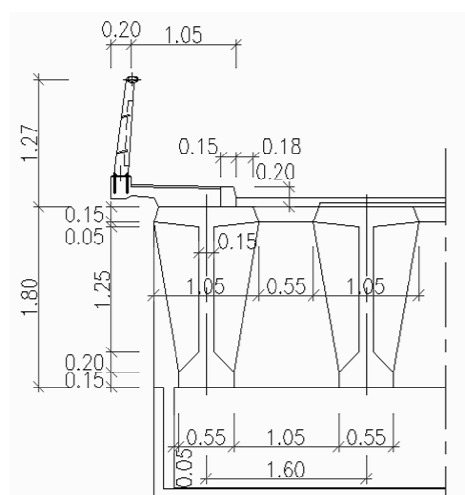
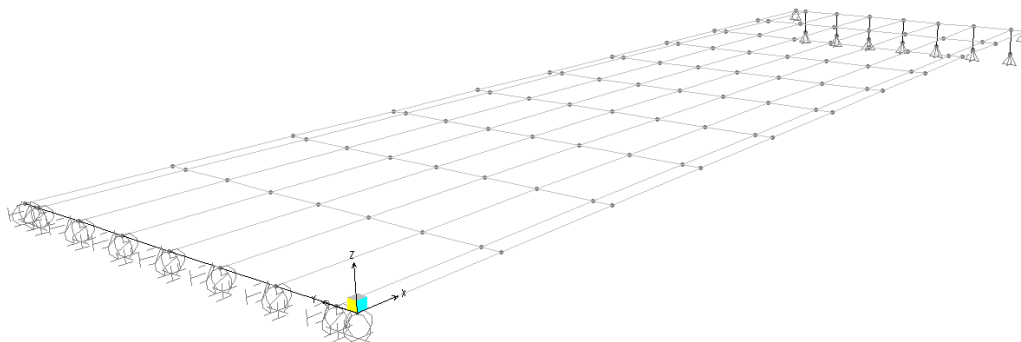


Figura 3.4 – Pormenor do Corte Transversal da Ponte - Adaptado de : Gomes, A., Virtuoso, F., Silva, A., Rodrigues N.; 2005

### 3.1.2 – Modelação Tridimensional da Ponte

Para descrever mais pormenorizadamente a estrutura descrita anteriormente, construiu-se um modelo tridimensional simples com o auxílio do programa “SAP 2000”. De seguida apresenta-se o seu aspecto geral:



*Figura 3.5 – Representação Tridimensional da Ponte*

A modelação da Ponte foi feita com a seguinte hierarquização de passos:

#### Definição do Material:

É importante definir correctamente o tipo de material que constitui a estrutura. No caso de estudo, trata-se do betão C25/30. Como este material não se encontra definido no programa de cálculo, foi necessário modelá-lo, considerando um peso volúmico de  $25 \text{ kN/m}^3$  (Eurocódigo 1, Parte 1-1; 2009), um módulo de elasticidade de  $31 \text{ GPa}$ , um coeficiente de Poisson de  $0.2$ , um coeficiente de dilatação térmica de  $10^{-5}/^\circ\text{C}$  e uma tensão de cedência de dimensionamento de  $16.7 \text{ MPa}$  (Eurocódigo 2, Parte 1-1; 2010).

#### Definição das Restantes Cargas Permanentes:

Uma vez que a laje e as sete vigas estruturais serão contabilizadas como peso próprio da estrutura modelada, é necessário contabilizar os outros elementos estruturais e não estruturais nas restantes cargas permanentes. Os desenhos de dimensionamento da ponte, obtidos através da empresa *EP-Estradas de Portugal S.A.*, estavam acompanhados de uma memória descritiva e justificativa, onde constava informação necessária para definir correctamente as restantes cargas permanentes. Assim sendo, os valores utilizados constam na tabela seguinte:

Elemento	Carga
Betuminoso	$2.0 \text{ kN/m}^2$
Guarda-Corpos (em cada lado)	$0.5 \text{ kN/m}$
Passeio (em cada lado)	$5.9 \text{ kN/m}$
Lancil (em cada lado)	$0.75 \text{ kN/m}$
Carlinga ( $e=0.4\text{m}$ )	$5.011 \text{ kN/m}$
Carlinga ( $e=0.2\text{m}$ )	$2.51 \text{ kN/m}$

*Tabela 3.1 – Restantes Cargas Permanentes*

### Definição da Secção Transversal:

Para simplificar o modelo estrutural e a colocação *a posteriori* de dispositivos de protecção sísmica, adoptou-se uma *frame* para cada viga. Cada *frame* foi caracterizada sem o banzo superior, isto é, retirou-se 0.15m de espessura dos banzos superiores de todas as vigas, para que esta massa possa ser contabilizada num elemento *shell* juntamente com a laje de 0.15m de espessura que liga todas as vigas entre si.

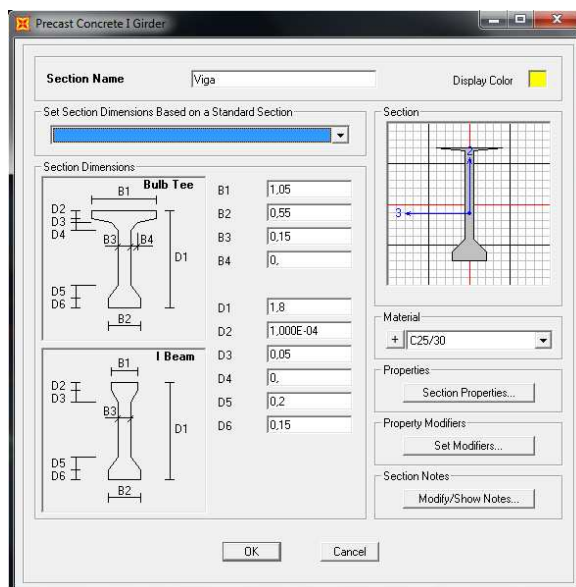


Figura 3.6 – Definição da Secção Transversal das Vigas Estruturais – SAP 2000

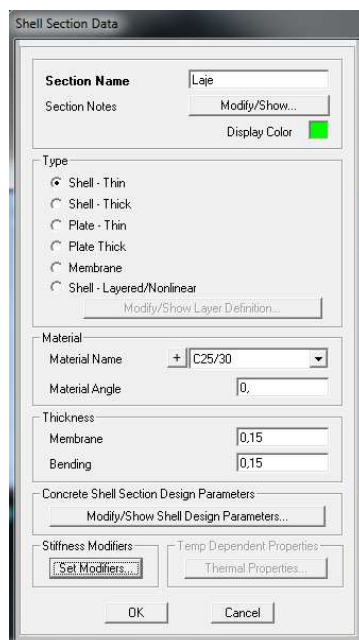


Figura 3.7 – Definição da Secção Transversal da Laje – SAP 2000

Para compatibilizar ao máximo o modelo com a realidade, e uma vez que as vigas são modeladas com o seu eixo axial no plano da laje, por simplificação, multiplicou-se a sua rigidez

de flexão por 4.54, para que se tenha em conta a contribuição da laje (banzo superior) na respectiva rigidez de flexão de cada viga. O valor de 4.54 foi obtido através da razão entre inércias segundo x, ou seja, primeiro calculou-se a área e as inércias segundo x e y da secção transversal de uma *frame* (viga sem banzo superior). Sabendo que a distância real entre eixos axiais da laje e da viga é de 1,04 metros, através do Teorema de Lagrange-Steiner calcula-se a nova inércia da peça segundo x, face à translação feita pela viga, relativamente ao eixo axial da laje. É importante referir que como não é necessário realizar qualquer translação da peça segundo y, a respectiva inércia mantém-se. Resumidamente, a seguinte tabela apresenta os resultados dos cálculos definidos anteriormente:

Viga s/ banzo superior			Distância entre o plano da laje e centro geométrico da viga s/ banzo superior	Centro geométrico da laje coincidente com centro geométrico da viga s/ banzo		Razão de inércias segundo x
A (m <sup>2</sup> )	I <sub>x0</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>y0</sub> (m <sup>4</sup> )	dy (m)	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	
0,370	0,113	0,005	1,04	0,511	0,005	4,54

Tabela 3.2 – Cálculo do Aumento da Rigidez de Flexão das Vigas

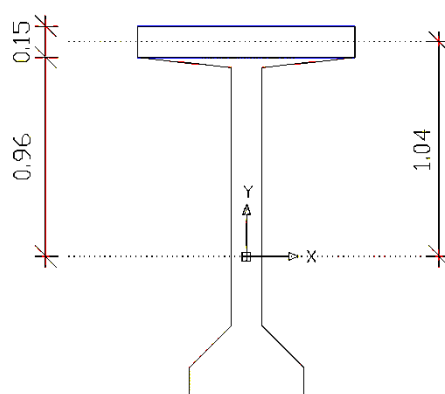


Figura 3.8 – Imagem Auxiliar relativamente ao Aumento de Rigidez de Flexão da Vigas

Para garantir a não existência de deslocamentos relativos entre vigas na direcção longitudinal da ponte (direcção x), nas zonas de apoio as vigas foram interligadas entre si transversalmente por *frames* com uma rigidez muito alta e um peso desprezável, idealizando assim a rigidez transversal da ponte (segundo a direcção y), obtida na realidade através das carlingas existentes. As carlingas não serão modeladas como peças estruturais, mas serão tidas em conta como cargas permanentes. A adopção destes elementos é igualmente importante para não criar problemas de discretização na laje e nas vigas, garantindo uma boa continuidade entre os elementos estruturais e deformações da estrutura mais realistas.

A variação linear da secção das vigas (variação da espessura da alma das vigas) foi simplificada para facilitar a modelação, contabilizando-a nas restantes cargas permanentes. Adoptou-se uma espessura de 0.15m para a alma das vigas em todo o comprimento longitudinal da ponte, considerando a variação da espessura da alma como uma carga

permanente aplicada no tabuleiro, e não como massa do modelo estrutural. Contudo, acrescentou-se uma carga de  $0.15\text{kN/m}^2$  às restantes cargas permanentes a serem aplicadas no elemento *shell* do modelo tridimensional. Este valor de carga relativo à variação da espessura das almas das vigas foi calculado admitindo o peso volúmico do betão estrutural utilizado.

Com o comando “*Mass Source*” do programa *SAP 2000*, é possível considerar as restantes cargas permanentes como massa integral da estrutura, definindo a referida carga como se mostra na figura seguinte:

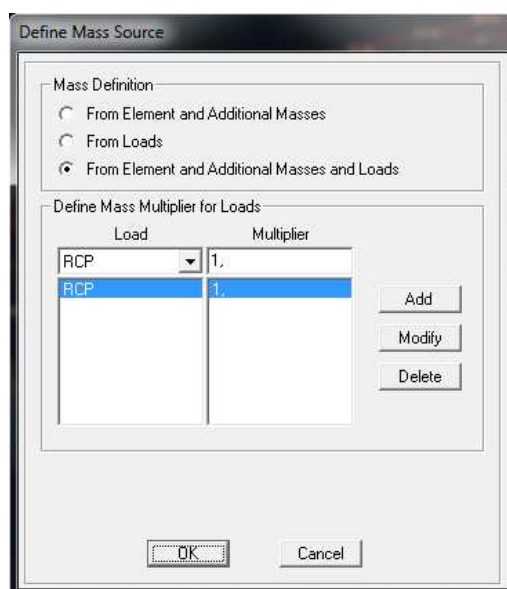


Figura 3.9 – Imagem Auxiliar referente à utilização do comando “*Mass Source*”

#### Definição dos Encontros:

A massa e a rigidez dos encontros não foram tidas em consideração na análise sísmica, uma vez que se pode dizer que estes elementos encontram-se “soltos” do tabuleiro. Em substituição, na extremidade fixa considerou-se elementos *LinkMultiLinear Plastic* que definem o comportamento mecânico das placas de chumbo nas direcções longitudinal e transversal, restringindo ao mesmo tempo o movimento segundo a terceira direcção (direcção *z*). Relativamente à extremidade móvel, materializou-se o pêndulo de betão, como se de um apoio simples se tratasse, ou seja, o referido pêndulo representa uma barra bi-rotulada, fixa em ferrolhos ao encontro e tabuleiro, permitindo o deslocamento longitudinal do respectivo tabuleiro.

#### Descrição e Modelação das Placas de Chumbo:

As placas de chumbo onde assentam todas as vigas estruturais, apresentam um comportamento não linear, ou seja, é necessário ter em conta o patamar elástico e plástico do material.

O chumbo é um material que apresenta elevados valores de amortecimento devido à sua plastificação. A tensão de cedência ao corte do chumbo é cerca de  $10\text{MPa}$  (Guerreiro L., 2006). Para caracterizar melhor o comportamento do chumbo ao corte, apresenta-se de seguida um gráfico de tensão-deformação que resulta de uma análise experimental que avalia a influência da velocidade de deformação na curva de tensão de corte:

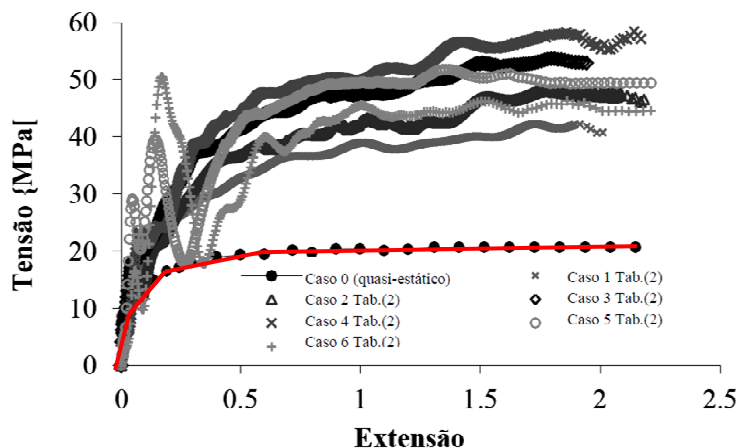


Figura 3.10 - Gráfico Tensão-Extensão de ensaio ao corte do Chumbo - Adaptado de: Rosa P., da Silva C., Martins P. e Valentino M., 2011

Garantindo a segurança da modelação do material chumbo, uma vez que a velocidade de solicitação de uma acção sísmica é bastante variável ao longo do tempo, interessa apenas dar ênfase ao “Caso 0” (linha vermelha), porque para além de ser o caso que apresenta uma tensão de cedência próxima de 10MPa, os restantes resultados dizem respeito a solicitações dinâmicas, e com isso verifica-se um aumentando significativo da resistência ao corte do material chumbo, comparativamente com o carregamento *quasi-estático*, quer no patamar elástico, quer no plástico.

Na extremidade fixa de cada viga foi aplicado um elemento *link* que apresenta um comportamento bi-linear relativamente às direcções longitudinal e transversal da ponte (direcção x e y respectivamente). Este comportamento bi-linear seguiu os resultados apresentados na Figura 3.10. Admitindo-se uma área de carregamento em cada placa de chumbo de  $0.625 \times 0.55 \text{ m}^2$ , facilmente se transformou o gráfico de tensão-extensão num gráfico de força-deslocamento. Com o gráfico de força-deslocamento retira-se directamente valores para definir o comportamento não linear dos elementos *link* no programa de cálculo “SAP 2000”.

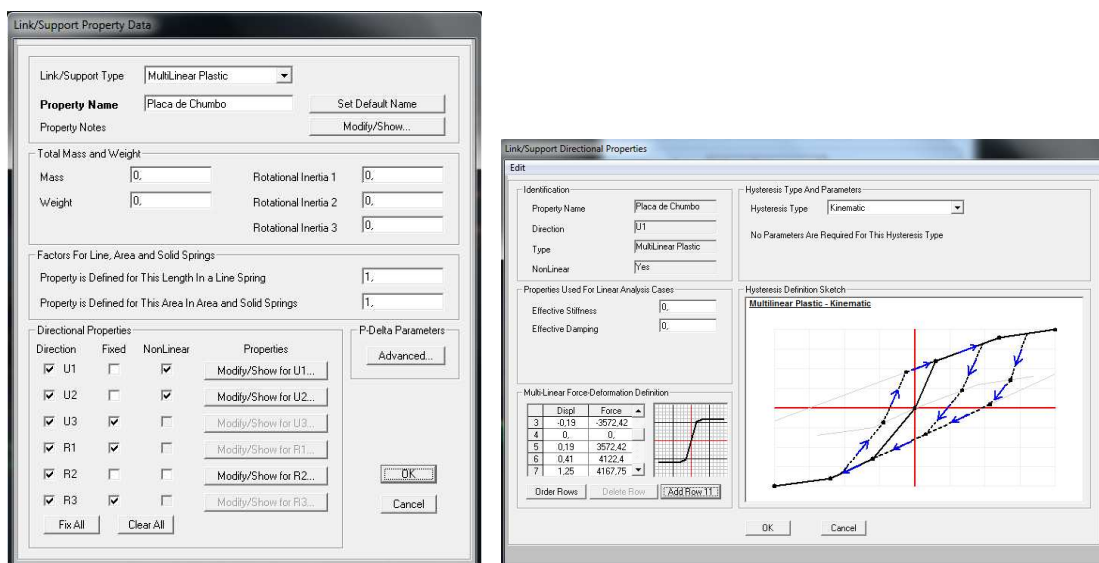


Figura 3.11- Modelação das Placas de Chumbo - SAP 2000

Em muitas estruturas deste tipo, as placas de chumbo podem apresentar uma deformação muito elevada, originando em algumas situações o contacto directo betão/betão e consequente esmagamento local do betão. Hoje em dia não é uma solução muito adoptada, devido ao nível de sustentabilidade que o material chumbo apresenta, visto ser um metal pesado, o que faz com que a corrosão sofrida pelo mesmo em ambientes propícios a que tal aconteça não seja nada favorável.

#### Descrição e Modelação do Pêndulo de Betão:

O pêndulo de betão é representado por um elemento estrutural onde assenta o tabuleiro da ponte. Como este elemento funciona como uma barra bi-rotulada, articulada ao encontro e tabuleiro, significa que a sua rigidez de flexão não é tida em conta, e a rigidez axial pode ser considerada como bastante elevada, de tal forma que este elemento de betão se materialize como um apoio simples, deslocando-se livremente na direcção longitudinal do tabuleiro.

O pêndulo de betão apresenta uma secção transversal de  $10.65 \times 0.50 \text{ m}^2$  e um comprimento de 1.00 m.

Para cada uma das 7 vigas estruturais que compõem o tabuleiro, articulou-se à extremidade móvel das mesmas, barras bi-rotuladas de betão com 1.00 m de comprimento e rigidez axial muito alta. Ao invés da colocação destas barras bi-rotuladas, poder-se-ia colocar apoios simples nas respectivas extremidades móveis das vigas.

#### Refinamento dos Elementos Finitos:

Não houve necessidade de fazer uma análise de convergência ao refinamento dos elementos finitos que constituem o modelo tridimensional da ponte, visto ser uma estrutura simplesmente apoiada, não apresentando apoios intermédios que possibilitassem a diferenciação da resposta dinâmica da ponte à medida que se alterasse o refinamento da malha. No caso de estudo, mesmo que variasse o refinamento da malha do tabuleiro assim como dos elementos *frame*, não haveria variação significativa de resultados.



### 3.1.3 – Verificações ao Modelo Tridimensional da Ponte

Fez-se uma verificação relativamente ao modelo estrutural, que consiste em comparar os esforços estáticos da base da estrutura (*Base Reactions*) obtidos pelo programa de cálculo “SAP 2000”, com o peso total da ponte, somente considerando cargas permanentes. Desta comparação resultam os seguintes resultados:

		SAP 2000	Valores calculados
		GlobalFZ	GlobalFZ
		KN	KN
DEAD (Peso Próprio)	Laje	3807,751	1919,6625
	Vigas		1403,0625
RCP (Restantes Cargas Permanentes)		1919,663	2404,675
<b>CP (Carga Total – Sentido Gravitacional)</b>		<b>5727,414</b>	<b>5727,4</b>
<b>Erro (%)</b>		<b>0,0002</b>	

*Tabela 3.3 – Base Reactions - SAP 2000 vs Cálculo Algébrico*

### 3.2 – Alterações estruturais e experimental da localização da Ponte – Modelação Final:

Como foi dito anteriormente, para se poder estudar o potencial dos sistemas de controlo semi-activo, foi necessário efectuar algumas alterações estruturais, assim como uma alteração experimental da localização da ponte.

A primeira alteração efectuada foi modificar a localização da ponte, assim como, o tipo de terreno. Inicialmente a ponte encontrava-se em Monte da Barca, no distrito de Santarém. Em função do valor de referência da aceleração máxima à superfície de um tipo de terreno A, definido segundo a *NP EN 1998-1 de 2010*, alterou-se a localização da estrutura para o Arquipélago dos Açores, mais propriamente para Angra do Heroísmo situada no município de Ilha Terceira. Esta nova localização é definida por uma acção sísmica bastante superior à existente no distrito de Santarém. Relativamente ao terreno, adoptou-se um terreno tipo D, ou seja, um solo pouco coerente ou de consistência média, visto ser o tipo de terreno que apresenta maior valor de aceleração espectral.

Com a alteração da localização da ponte e do tipo de terreno pôde-se constatar um aumento dos valores de resposta à acção de um sismo de referência associado à nova localização. No entanto, estes resultados voltaram a indicar a não necessidade de instalação de um sistema de protecção sísmica. Tal facto indicou a necessidade de alterar a rigidez da estrutura na sua direcção longitudinal. Assim sendo, optou-se por substituir as placas de chumbo, onde assentavam as sete vigas estruturais, por um tipo de isolamento de base que diminui a rigidez longitudinal da ponte e consecutivamente a sua frequência própria. A ideia do isolamento sísmico consiste na criação de uma superfície de descontinuidade, no plano horizontal, de modo a que não exista transmissão de movimentos ao longo dessa superfície entre a fundação e a estrutura a proteger (Guerreiro L., 2006).

Optou-se pela colocação de blocos de elastómero vulcanizado reforçado com chapas de aço (também designados por apoios em neopreno cintados simples) para substituir as placas de chumbo. Este tipo de apoios é bastante utilizado em pontes e viadutos, tanto a nível nacional,

como a nível internacional. Os apoios de elastómero apresentam várias qualidades, dentro das quais a elevada deformabilidade, a elevada resistência à abrasão, a pouca exigência de manutenção ou o relativo baixo custo económico, tornando estes aparelhos bastante requisitados e aplicados num grande número de estruturas (Dusi, A., Marioni, A., Nicolini, G.; 2003).

Os blocos de elastómero vulcanizado reforçado são constituídos por lâminas de materiais elásticos, denominados elastómeros, de grande durabilidade. O mais conhecido dos elastómeros é o neopreno ou borracha sintética (polipropileno). Os apoios elastómeros permitem pequenos deslocamentos horizontais, até cerca de 2/3 da soma das espessuras de neopreno do apoio, além de rotações. Também absorvem esforços horizontais, os quais são estimados tendo em conta as propriedades elásticas dos apoios. Quando os deslocamentos previstos ultrapassam a capacidade de deformação do elastómero, este permite um movimento de translação por deslizamento.

Os elastómeros são um tipo de material com grande deformabilidade e elasticidade. Alguns elastómeros podem atingir deformações de 1000% sem rotura e recuperar a forma original. A sua grande capacidade de recuperação permite acumular mais energia do que qualquer outro material. Apresentam baixo Módulo de Elasticidade pelo que conseguem atingir grandes deformações mesmo para um nível baixo de tensões. O seu coeficiente de Poisson é aproximadamente igual a 0.5, enquanto o Módulo de Distorção pode tomar valor de 0.4 a 2.0 MPa (Guerreiro L., 2006). Contudo, os elastómeros são substâncias quase incompressíveis que se deformam mais por alteração da forma do que pela variação de volume. A relação tensão-deformação dum bloco de elastómero depende muito da sua forma (Guerreiro L., 2006).

Assim sendo, alterou-se a modelação da ponte, retirando-se as placas de chumbo. Por sua vez colocou-se blocos de elastómero vulcanizado reforçado. Com esta alteração, deixou-se de realizar uma análise dinâmica não linear, causada pelo comportamento bi-linear do material chumbo, passando a efectuar-se, uma análise linear devido ao comportamento em patamar elástico do elastómero. Então, os blocos de elastómero vulcanizado reforçado foram modelados da seguinte forma: Primeiro foi necessário encontrar características mecânicas e geométricas de blocos de elastómero comerciais. Seguidamente, calculou-se a rigidez necessária para a análise do comportamento sísmico da estrutura, ou seja, a rigidez horizontal. Esta rigidez pode ser obtida pela expressão normalmente utilizada (Guerreiro L., 1996):

$$K_H = \frac{GA}{h_{el}} \quad \text{Equação 3.1}$$

com,

$G$  – Módulo de Distorção do elastómero;

$h_{el}$  – espessura total das camadas de elastómero;

$A$  – secção transversal da camada de elastómero;

Escolheu-se uma rigidez horizontal para cada bloco de elastómero vulcanizado reforçado de 5309.292 kN/m, de acordo com os catálogos da empresa *Rubberflex Produtos Técnicos de Borracha Ltda.*

Seguidamente efectuou-se a modelação dos blocos elastoméricos a partir de elementos *LinkLinear* que definem o comportamento mecânico dos blocos nas direcções longitudinal e transversal, restringindo ao mesmo tempo o movimento segundo a direcção altimétrica. Por simplificação, restringiu-se os efeitos de torção e de flexão segundo a direcção altimétrica do tabuleiro. No entanto, libertou-se os efeitos de flexão segundo a direcção transversal do tabuleiro.

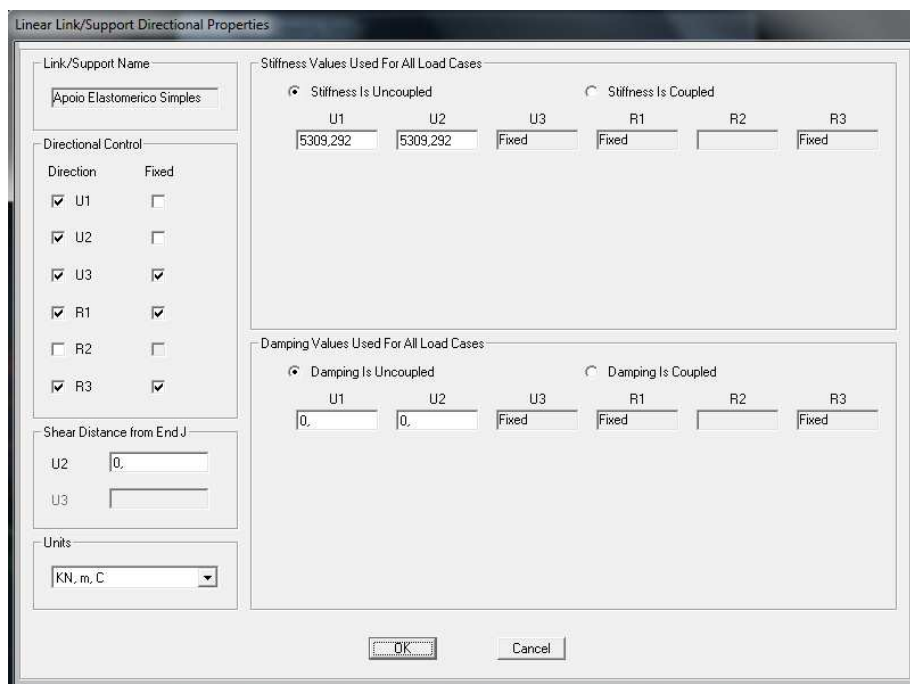


Figura 3.12 - Modelação dos Blocos Elastoméricos - SAP 2000

### 3.3 – Método de análise dos modelos tridimensionais

O método utilizado para analisar o comportamento dinâmico da ponte face à acção de um sismo é a análise dinâmica no domínio no tempo (*Time History*).

Uma análise linear do tipo *Time History* é um procedimento com passo incremental de tempo que avalia a resposta dinâmica de uma estrutura submetida a um carregamento arbitrário que pode variar com o tempo (Hart, C.G. and Wong, K.; 2000).

Também é possível realizar uma análise não-linear do tipo *Time History*, utilizando o programa SAP 2000. Este método é especialmente adequado para estruturas compostas por elementos que funcionam essencialmente em regime elástico, mas que também possuem alguns elementos não-lineares destinados a sofrer grandes alterações localizadas (Wilson, E.L.; 2002).

## 4 - Acção Sísmica

### 4.1 - Introdução

Para analisar dinamicamente uma estrutura em resposta a uma solicitação sísmica, é necessário definir as características deste tipo de acção em conformidade com a presente normalização nacional.

Utilizar a normalização nacional requer um melhor conhecimento relativamente à actividade sísmica do país. Quanto à localização, Portugal situa-se no extremo sudoeste da Europa. No contexto da tectónica de placas, como mostra a Figura 4.1, localiza-se na placa Euro-Asiática, limitada a sul pela falha Açores-Gibraltar (FAG) que corresponde à fronteira entre as placas euro-asiática e africana, e a oeste pela falha dorsal do oceano Atlântico (NESDE; 2005).



Figura 4.1 – Tectónica em Portugal – Adaptado de: [NESDE; 2005]

O movimento das placas explica-se pelo deslocamento para Norte da Placa Africana e pelo movimento divergente de direcção Este-Oeste na dorsal atlântica. Na zona mais ocidental da fractura Açores-Gibraltar (FAG) encontra-se a junção tripla dos Açores e a Sudeste da ilha de S. Miguel a fractura toma uma direcção Este-Oeste, com movimento de desligamento, conhecida por Falha da Glória. Um pouco mais para oriente, o movimento de desligamento passa a cavalgamento da Placa Euro-Asiática sobre a Placa Africana. Para oriente abandona-se o domínio oceânico e entra-se no domínio continental com movimentos convergentes continente-continente (NESDE; 2005).

Neste contexto tectónico, o território português constitui uma zona de sismicidade importante.

Na junção tripla dos Açores, a sismicidade que se faz sentir relaciona-se quer com o vulcanismo quer com a movimentação interplacas. A Sudeste da ilha de S. Miguel, a Falha da Glória tem um comportamento assísmico o que pode ser devido à reduzida taxa de movimento que poderá provocar sismos de grande período de retorno. Na zona de cavalgamento a sismicidade é difusa, não delimitando bem uma zona de fronteira, evidenciando um mecanismo complexo de fronteira de placas (NESDE; 2005).

De modo geral, a sismicidade observada mostra que a actividade sísmica do território português resulta de fenómenos interplacas e de fenómenos localizados no interior da placa, designados por sismicidade intraplacas. Aqui, ao contrário da sismicidade interplacas que se caracteriza por sismos de magnitude elevada e grande profundidade, a sismicidade é baixa a

moderada e mais difusa, sendo difícil a relação directa entre as falhas existentes e os epicentros dos sismos.

Devido ao seu enquadramento, o território de Portugal Continental tem sofrido, ao longo do tempo, as consequências de sismos de magnitude moderada a forte, que resultaram muitas vezes em danos importantes em várias cidades e vilas do país, como o comprovam os diversos relatos históricos (NESDE; 2005). O sismo de 1 de Novembro de 1755, considerado um dos mais destruidores, com uma magnitude aproximada de 8.75, e foi o resultado de movimentos interplacas. A localização do seu epicentro continua incerta: inicialmente apontava-se para uma zona junto ao Banco de Gorringe, actualmente já se coloca o epicentro mais junto à costa, na Falha Marquês de Pombal. A região mais afectada pelo sismo foi claramente o Algarve, no entanto, a maior parte dos registos e relatos existentes estão associados à zona de Lisboa. Nessa altura, o impacto do sismo de 1755 foi muito grande, marcando o início da engenharia sísmica em Portugal, inicializando-se o conceito de estruturas anti-sísmicas com as denominadas construções em gaiola pombalina, caracterizadas pela estrutura de madeira associada à parede de alvenaria (Neves Filipe, SPES – Sismicidade Histórica, 2011).

O sismo de Abril de 1909, em Benavente, de magnitude 6.7, com duração de cerca de 10 segundos, foi um dos sismos instrumentais com maior impacto, resultante da actividade intraplacas. Nesta data já existia tecnologia de medição e registo sísmico. Este sismo fez vibrar o solo sob Benavente destruindo praticamente todas as edificações da vila Ribatejana (Neves Filipe, SPES – Sismicidade Histórica, 2011).

Outro exemplo de sismo, mais recente, resultante da actividade interplacas no território português, é o sismo de 28 de Fevereiro de 1969, com o seu epicentro no Banco de Gorringe. Apesar da sua elevada magnitude, não afectou de fortemente o território nacional, devido à sua grande distância (NESDE; 2005).

No contexto intraplacas salienta-se zonas sísmicas mais importantes: o vale inferior do Tejo e a região do Algarve. Zonas também elas importantes face a outros registos sísmicos intraplacas, são: vale submarino do Sado e a região de Moncorvo.

A sismicidade do Arquipélago dos Açores, que decorre da actividade vulcânica e tectónica da crista Atlântica, é caracterizada por crises com um número de sismos muito elevado. Este Arquipélago também apresenta uma sismicidade histórica importante, da qual importa salientar os sismos que afectaram S. Miguel em 1522, 1810, 1852 e 1881, a Terceira em 1547, 1614, 1800, 1801 e 1841 e S. Jorge e Pico em 1757 [Correia et al, 1992].

Já no século XX é importante referir os sismos de 8 de Maio de 1939, que afectou principalmente as ilhas de S. Miguel e Santa Maria, os de Novembro de 1973 nas ilhas do Pico e Faial, o de 1 de Janeiro de 1980 nas ilhas Terceira, S. Jorge e Graciosa e, muito recentemente, o de 9 de Julho de 1998, que afectou as ilhas do Faial, Pico e S. Jorge.

A análise da sismicidade em diferentes períodos de exposição permite a elaboração de mapas de perigosidade sísmica do território. O estado actual dos conhecimentos sobre a acção sísmica, e em particular a que afecta o País, indica que, a nível mundial, a perigosidade sísmica do território Português é moderada. Esta perigosidade é um dos factores que contribui para o risco sísmico no país, embora a avaliação do risco sísmico nas diferentes regiões seja condicionada de forma decisiva por outros factores fundamentais, nomeadamente os elementos expostos do parque edificado e sua vulnerabilidade (NESDE; 2005).

## **4.2 - Acção Sísmica**

Para o território português considera-se dois tipos de acção sísmica: a acção tipo II corresponde a um sismo com uma distância focal pequena e uma magnitude moderada, tal como se presenciou no passado o sismo de Benavente. Caracterizando mais detalhadamente a acção sísmica tipo II, considera-se magnitudes da ordem dos 5 a 6 na escala de Richter e uma duração de 10 segundos. O sismo de 1755 é destacado pela acção sísmica tipo I,

significando um sismo de maior amplitude e maior distância focal. A sua duração aumenta para 30 segundos, e a magnitude define-se por valores superiores a 6 na escala de Richter.

No que diz respeito à legislação em vigor, utiliza-se a Norma Portuguesa *NP EN 1998-1 de 2010*, também designado regularmente por Eurocódigo 8 (EC8).

#### 4.2.1 – NP EN 1998-1 de 2010 - Eurocódigo 8

O EC8 classifica principalmente cinco tipos diferentes de terreno, A, B, C, D e E, acrescentando mais dois especiais,  $S_1$  e  $S_2$ . A cada tipo de terreno corresponde uma velocidade média da onda de corte,  $V_{s,30}$ , o número de pancadas do ensaio SPT,  $N_{SPT}$  e a resistência não drenada ao corte  $C_u$ . Quanto às características dos solos, o terreno tipo A consiste em rochas ou outra formação geológica semelhante à rocha, incluindo, no máximo 5 metros de material sem resistência à superfície. O terreno tipo B caracteriza-se como solos de areia muito densa e de espessura elevada, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade. O terreno tipo C define-se como solos profundos de areia densa ou medianamente densa, gravilha ou argila rija, com espessuras elevadas. Ao terreno tipo D corresponde solos pouco coerentes ou de consistência média. Os solos constituídos por aluviões com velocidades da onda de corte dos tipos C ou D, sobre material rijo com a velocidade superior a 800m/s, corresponde ao terreno tipo E. Solos mais moles são caracterizados pelos tipos  $S_1$  e  $S_2$ . Solos com índice de plasticidade e teor de água elevados, correspondem ao tipo  $S_1$ . O terreno tipo  $S_2$  equivale a solos susceptíveis à liquefacção e solos que não correspondam a nenhum dos tipos definidos anteriormente.

A acção sísmica é caracterizada apenas em forma de espectro de resposta. Os espectros considerados são: Espectro de Resposta Horizontal Elástico, Espectro de Resposta Vertical Elástico e Espectro de Dimensionamento para Análises Elásticas. A forma geral destes espectros é definida segundo a Figura 4.2:

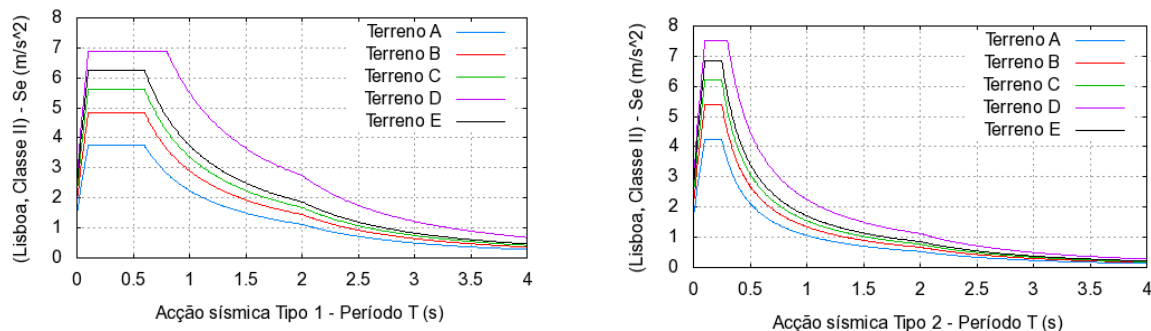


Figura 4.2– Definição Geral do Espectros de Resposta em Acelerações Definidos Segundo o EC8

A diferença entre um Espectro de Resposta Elástico e um Espectro de Resposta de Dimensionamento é: com um Espectro de Resposta Elástico aplicado numa estrutura, a sua resposta será em regime elástico, como é espectável. No entanto, todos os materiais têm um ponto de cedência, ou seja, a passagem do Regime Elástico para o Regime Plástico, e nesta transição o comportamento do material é alterado, isto é, de um comportamento linear, onde só existe regime elástico, para um comportamento não linear, onde existe dois regimes: o elástico e o plástico. Assim sendo, para obter uma resposta da estrutura o mais real possível, é necessário contabilizar um Regime Elasto-Plástico no seu dimensionamento. Simplificando, aplica-se um coeficiente de comportamento, com valor mínimo igual a 1, que aumenta a resposta da estrutura face a uma solicitação dinâmica, ou por outras palavras, garante o regime elasto-plástico no processo de dimensionamento. Os coeficientes de comportamento

destinam-se a corrigir os efeitos da acção dos sismos obtidos por uma análise linear de modo a transformá-los nos valores que se obteriam considerando que os elementos estruturais atingem o patamar plástico. Compreende-se, no entanto, que estes coeficientes, além de serem função do tipo de estrutura e das suas características de ductilidade, dependam também do efeito em causa (REBAP, 2011). No caso de estudo desta dissertação, considera-se o coeficiente de comportamento igual a 1, visto que pretende-se prever o comportamento da estrutura face à acção sísmica, instalando aparelhos semi-activos que dissipam uma percentagem da energia transmitida à estrutura, desenvolvida pelo fenómeno sísmico. Se considerasse um coeficiente de comportamento superior a 1, os esforços poderiam aumentar bastante, sendo inconveniente para o teste de eficácia deste tipo de dispositivos de protecção sísmica a estudar.

Assim sendo, a *NP EN 1998-1 de 2010* define o espectro de resposta elástico em função do valor de pico da aceleração do solo, valor este a definir de acordo com a sismicidade do local, e de um conjunto de valores de período de referência ( $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$ ) que permitem "moldar" a forma do espectro (Guerreiro, L.; 2011). Para adaptar o modelo geral do espectro, garantindo o efeito de diferentes tipos de solo ou diferentes tipos de acção sísmica, utiliza-se os valores de período de referência. De acordo com o EC8, os espectros de resposta elásticos são definidos pelas seguintes expressões:

$$\begin{aligned} 0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) &= a_g S \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (\eta 2,5 - 1) \right] \\ T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) &= a_g S \eta 2,5 \\ T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) &= a_g S \eta 2,5 \frac{T_C}{T} \\ T_D \leq T \leq 4s \quad S_e(T) &= a_g S \eta 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \end{aligned} \quad \text{Equação 4.1}$$

em que:

$S_e(T)$  - ordenada do espectro de resposta elástico [ $m/s^2$ ];

$a_g$  - valor de cálculo da aceleração à superfície, para um terreno do tipo A;

$T$  - período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

$\eta$  - factor que traduz a influência do amortecimento ( $\eta=1$  para  $\xi=5\%$ );

$S$  - factor que traduz a influência do solo (dependem do tipo de terreno);

$T_B, T_C, T_D$  - valores de períodos de referência;

Após a obtenção dos espectros de resposta elásticas, para saber os respectivos espectros de resposta de dimensionamento, tem-se em conta o coeficiente de comportamento admitido. Nos casos de estudo, os espectros de resposta de dimensionamento são iguais aos espectros de resposta elásticos visto ter-se adoptado um coeficiente de comportamento unitário. Os valores dos períodos de referência, dependentes do tipo de terreno, definem características específicas relativamente à forma dos espectros de resposta. Assim, a aceleração espectral toma valor constante entre os períodos  $T_B$  e  $T_C$ . A zona compreendida entre  $T_C$  e  $T_D$  define um patamar de velocidade espectral constante e, por fim, para períodos superiores a  $T_D$  os deslocamentos espectrais são constantes. Aproximadamente, estas características verificam-se na maioria dos espectros de resposta reais. A Figura 4.3 traduz genericamente as características definidas anteriormente, considerando  $E_a$  a aceleração espectral,  $E_v$  a velocidade espectral e  $E_d$  os deslocamentos espectrais:



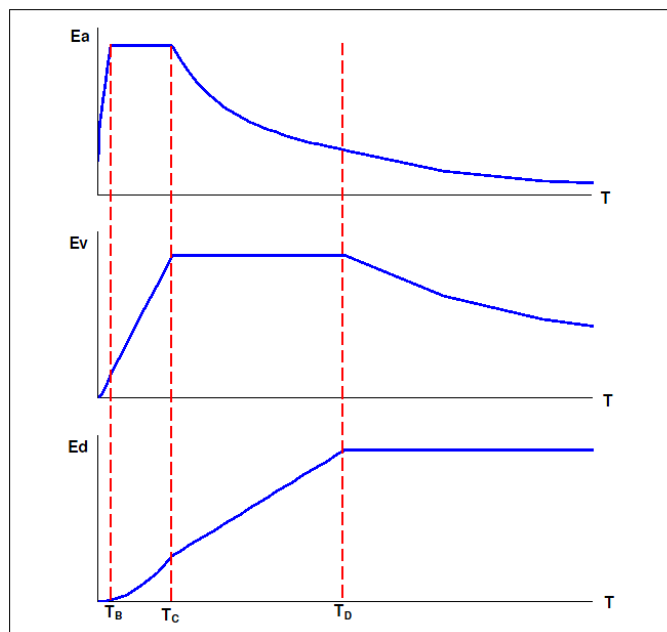


Figura 4.3 – Relação Entre Espectros de Resposta em Acelerações, Velocidades e Deslocamentos

Partindo dos espectros de resposta definidos segundo o EC8, é possível descrever a acção sísmica através de acelerogramas artificiais. Este tipo de acelerogramas é gerado de forma a corresponder ao espectro de resposta previamente definido em função do tipo de acção sísmica e características do local. É importante referir que o EC8 estipula um mínimo de três acelerogramas a serem utilizados.

### 4.3 - Geração de Acelerogramas Artificiais

Quando nos referimos a um determinado registo sísmico como sendo o registo de um determinado sismo temos que ter presente que não existe “o” registo sísmico mas sim um conjunto de registos cujas características variam consoante a distância ao epicentro, ou conforme o tipo de terreno onde foi registado.

Em virtude do número de factores que influenciam o registo sísmico num determinado local é fácil de perceber a dificuldade em conseguir arranjar um número significativo de registo sísmicos reais para simulação local da acção sísmica. Para contornar este problema é habitual o recurso a séries de acelerações artificiais, geradas de acordo com as características esperadas para a acção sísmica num determinado local (Guerreiro, L.; 2011).

A geração de acelerogramas artificiais para cada uma das acções sísmicas (I e II), tem em atenção as características do local (tipo de terreno e zona sísmica), assim como as características estruturais, nomeadamente a classe de importância, coeficiente de comportamento e coeficiente de amortecimento. Relativamente á classe de importância, considerou-se a estrutura de classe I, ou seja, pontes cuja importância não é crítica à manutenção das comunicações, sobretudo após um sismo, e em que não se justifica economicamente adoptar o período de vida útil habitual mas sim menor (NP EN 1998-1 de 2010). Então, o coeficiente de importância toma o valor de 0,65 para a acção sísmica tipo I e 0,75 para a acção sísmica tipo II (NP EN 1998-1 de 2010). O coeficiente de comportamento toma o valor de 1, como já referido anteriormente, e o coeficiente de amortecimento adoptado inicialmente será de 5%. Utilizaram-se 10 acelerogramas para cada tipo de acção sísmica,



obtendo-se as séries de acelerações necessárias para realizar uma análise do modelo estrutural.

Para gerar um acelerograma, inicialmente é necessário calcular o espectro de potência a partir do espectro de resposta, seguindo um processo iterativo. Posteriormente procede-se à geração do acelerograma artificial partindo do espectro de potência. Finalmente faz-se uma verificação através do Integral de Duhamel, ou seja, gera-se um espectro de resposta através do acelerograma obtido, e compara-se com o espectro de resposta regulamentar definido inicialmente segundo a *NP EN 1998-1 de 2010*.

#### 4.3.1 - Geração do Espectro de Resposta a partir do Espectro de Potência

Um espectro de resposta representa um conjunto dos valores máximos da resposta de osciladores com amortecimento  $\xi$  e frequência própria  $\omega_n$ , quando sujeitos a uma excitação na base definida por uma acção sísmica. Se a referida acção sísmica está definida por um espectro de potência, o cálculo das respostas máximas para cada valor de frequência é relativamente fácil. Seguidamente será apresentado os passos a seguir para a definição do espectro de resposta, partindo de um espectro de potência (Guerreiro, L.; 2011):

- 1) Determinar espectro de potência da resposta através da utilização da função de transferência  $H(\omega)$ , que relaciona as acelerações de base com as acelerações absolutas da resposta:

$$S_{ri}(\omega) = |H(\omega)|^2 S_a(\omega) \quad \text{Equação 4.2}$$

em que:

$S_{ri}(\omega)$  - espectro de potência da resposta para o oscilador  $i$ , de frequência própria  $\omega_{in}$ ;

$S_a(\omega)$  - espectro de potência da acção sísmica;

$H(\omega)$  - função de transferência do oscilador:

$$H(\omega) = \frac{\omega_{in}^2 + i 2 \xi \omega \omega_{in}}{\omega_{in}^2 - \omega^2 + i 2 \xi \omega \omega_{in}} \quad \text{Equação 4.3}$$

$\xi$  - coeficiente de amortecimento;

$\omega_{in}$  - frequência própria do oscilador.

- 2) Cálculo do espectro de resposta.

Relativamente ao espectro de resposta, para cada oscilador com frequência própria  $\omega_n$  e amortecimento  $\xi$ , a respectiva resposta corresponde a um valor médio da distribuição de extremos associados ao processo estocástico. Assumindo que a distribuição de extremos corresponde assintoticamente a uma distribuição de Cramer (Pereira, J.; 1974), o valor médio dos extremos pode ser aproximado pela expressão seguinte, expressão esta que corresponde à mediana da distribuição de extremos para uma resposta de duração  $s$ :

$$E_R(\omega_n, \xi) = \sqrt{2 \lambda_0 \left[ \ln \left( \frac{s}{2\pi} \sqrt{\frac{\lambda_2}{\lambda_0}} \right) - \ln(\ln 2) \right]}$$

Equação 4.4

em que:

$E_R(\omega_n, \xi)$  - espectro de resposta;

$\lambda_0$  e  $\lambda_2$  - momentos espectrais da função de densidade espectral de potência definidos por:

$$\lambda_0 = \int_0^{\infty} S_{ri}(\omega) d\omega$$

Equação 4.5

$$\lambda_2 = \int_0^{\infty} \omega^2 S_{ri}(\omega) d\omega$$

Equação 4.6

#### 4.3.2 - Geração do Espectro de Potência a partir do Espectro de Resposta

Para calcular uma função de densidade espectral de potência, também designada por espectro de potência, a partir de um espectro de resposta é necessário seguir um processo iterativo, visto que não existe nenhum processo de cálculo directo. Assim sendo, uma vez que é possível obter espectros de resposta partindo de um espectro de potência, a operação inversa é válida iterativamente. Este processo consiste na sucessiva correcção de um espectro de potência inicialmente estimado, sendo as correcções baseadas na comparação do espectro de resposta associado ao espectro de potência obtido em cada iteração, com o espectro de resposta representativo da acção sísmica que se pretende reproduzir (Guerreiro, L.; 2011).

Resumidamente, o processo iterativo segue os seguintes passos:

- 1) Definir um espectro de potência inicial. Trata-se de uma estimativa inicial do espectro de potência que pode ser uniforme em toda a gama de frequências consideradas.
- 2) Calcular o correspondente espectro de resposta.
- 3) Calcular o quociente entre o espectro de resposta obtido no segundo passo e o espectro de resposta representativo da acção sísmica que se pretende reproduzir:

$$R^i(\omega_{in}) = \frac{E_R^i(\omega_{in})}{E_R(\omega_{in})}$$

Equação 4.7

em que:

$E_R^i(\omega_{in})$  - Espectro de Resposta obtido na iteração i;

$E_R(\omega_{in})$  - Espectro de Resposta definido inicialmente para representar a acção sísmica;

Caso a diferença entre o espectro de resposta visado e o espectro de resposta obtido na inésima iteração for aceitável, o processo de cálculo do espectro de potência está concluído. Caso tal não se verifique, é necessário prosseguir como processo iterativo, multiplicando o espectro de potência anterior pelo quadrado do quociente  $R^i(\omega_{in})$ , em cada valor da frequência  $\omega$ , repetindo o algoritmo a partir do segundo passo.

#### 4.3.3 - Geração do Acelerogramas Artificiais a partir do Espectro de Potência

Para representar um acelerograma (realização de um processo estocástico) é necessário admitir uma sobreposição de  $N$  séries harmónicas, isto é:

$$X(t) = \sum_{k=1}^N A_k \cos(\omega_k t + \phi_k) \quad \text{Equação 4.8}$$

em que:

$A_k$  - é uma constante real positiva a determinar;

$\omega_k$  - é a frequência central da banda de largura  $\Delta\omega$  e é calculada através de

$$\omega_k = \left(k - \frac{1}{2}\right) \Delta\omega;$$

$\phi_k$  - é o ângulo de fase gerado aleatoriamente no intervalo  $[0, 2\pi]$ .

O espectro de potência pode ser definido como uma medida do conteúdo energético de um processo estocástico, sendo o produto dado por  $S_x(\omega) \Delta\omega$  uma medida energética contida numa banda de frequência de largura infinitesimal  $\Delta\omega$ , centrada na frequência  $\omega$ . Assim sendo, esta medida energética pode ser quantificada pela seguinte expressão (Sólnes, J.; 1997):

$$E[X^2(t)] = \int_{-\infty}^{\infty} S_x(\omega) d\omega \quad \text{Equação 4.9}$$

Esta expressão pode tomar outra forma (Sólnes, J.; 1997):

$$E[X^2(t)] = \int_{-\infty}^{\infty} S_x(\omega) d\omega = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^N A_k^2 \quad \text{Equação 4.10}$$

Este resultado traduz a admissibilidade do processo aleatório (acelerograma) ser representado pela sobreposição de um elevado número de componentes harmónicas com amplitudes definidas pela discretização da integração representada anteriormente. Simplificando, a amplitude de cada harmónica obtém-se através da seguinte equação:

$$A_k^2 = 2 S_x(\omega_k) \Delta\omega \quad \text{Equação 4.11}$$

Resumindo, a série de funções harmónicas que definem o acelerograma pode ser dada pela seguinte expressão:

$$X(t) = \sum_{k=1}^N \sqrt{2 S_x(\omega_k) \Delta\omega} \cos(\omega_k t + \phi_k) \quad \text{Equação 4.12}$$

Esta expressão traduz a divisão do espectro de potência num número elevado de bandas de largura  $\Delta\omega$ . A cada banda está um valor do espectro de potência associado, definido através do valor espectral da frequência central da respectiva banda  $S_x(\omega_k)$ . Com esta informação, calcula-se directamente a amplitude associada à harmónica de frequência  $\omega_k$ . Sobrepondo as  $N$  harmónicas, obtém-se a série final, associando a cada função um ângulo de fase  $\phi_k$ , gerado aleatoriamente obedecendo a uma distribuição uniforme no intervalo entre 0 e  $\pi$ .

#### 4.3.4 - Geração do Espectro de Resposta a partir de uma série de acelerações

Para definir um espectro de resposta, partindo de uma série de acelerações, podem-se utilizar vários métodos de análise dinâmica de estruturas lineares, dentro dos quais, á a destacar o Integral de Duhamel.

Um oscilador com uma frequência própria  $p$  e coeficiente de amortecimento  $\xi$ , sujeito a uma aceleração de base que corresponde a uma acção sísmica definida pela série de acelerações  $a_g(\tau)$ , apresenta uma resposta ao longo do tempo em termos de deslocamentos relativos  $q(t)$ , dada pela seguinte expressão:

$$q(t) = \frac{1}{m p_d} \int_0^t -m a_g(\tau) \sin[p_d(t - \tau)] \exp[-\xi p(t - \tau)] d\tau \quad \text{Equação 4.13}$$

em que:

$$p_d = \sqrt{1 - \xi^2} \quad \text{Equação 4.14}$$

O valor do espectro de resposta em deslocamentos relativos, para a frequência própria  $p$  e coeficiente de amortecimento  $\xi$ , é definido como:

$$E(p, \xi) = \max |q(t)| \quad \text{Equação 4.15}$$

Para obter a resposta em termos de aceleração relativa, basta derivar duas vezes a expressão  $q(t)$  em ordem ao tempo, isto é:

$$\ddot{q}(t) = \frac{d^2}{dt^2} q(t) \quad \text{Equação 4.16}$$

A resposta em termos de aceleração absoluta pode ser obtida de duas maneiras: ou soma-se, em cada instante, o valor da aceleração de base  $a_g(t)$  ao valor da aceleração relativa  $\ddot{q}(t)$ , ou então, através da equação de equilíbrio dinâmico, escrita para um oscilador de massa unitária:

$$\ddot{q}_a(t) + 2\xi p \dot{q}(t) + p^2 q(t) = 0 \quad \text{Equação 4.17}$$

Resulta assim uma combinação de resultados em termos de deslocamentos e velocidades relativas, para obter a resposta em termos de aceleração absoluta.

No anexo I, apresenta-se os 10 acelerogramas gerados, para cada tipo de acção sísmica analisada, assim como os espectros de resposta de dimensionamento, definidos de acordo com a *NP EN 1998-1 de 2010* (comuns a todos os acelerogramas respectivos de cada tipo de acção sísmica). No mesmo anexo apresenta-se também a evolução do processo iterativo para definir o espectro de potência (comparação entre espectro de resposta obtido em cada iteração e o espectro de resposta representativo da acção sísmica), sabendo que existe apenas um espectro de potência para cada tipo de acção sísmica, válido para gerar acelerogramas aleatoriamente, e finalmente a verificação da validade de todos os acelerogramas, através do Integral de Duhamel.

#### 4.4 - Modelação da Acção Sísmica através de Acelerogramas

Para estudar a resposta dinâmica do modelo estrutural, relativamente aos vários tipos de acção sísmica, utilizou-se uma análise no tempo, opção disponível no programa *SAP 2000*. Utilizando esta análise temporal, é possível obter valores de resposta do modelo estrutural analisando-o quer em regime linear, quer em regime não linear, dependendo do tipo de apoios adoptados na modelação.

É importante referir que apenas se realizou uma análise longitudinal da ponte, visto que transversalmente trata-se de uma estrutura muito rígida, isto é, os encontros e as carlingas conferem uma rigidez transversal muito alta face às características do tabuleiro, significando que cada acelerograma tem uma percentagem quase nula de participação na respectiva direcção.

The screenshot shows the 'Define Load Case' dialog box in SAP 2000. The 'Load Case Name' is 'Acelerograma 2'. The 'Load Case Type' is 'Time History'. The 'Analysis Type' is 'Nonlinear'. The 'Time History Type' is 'Direct Integration'. The 'Geometric Nonlinearity Parameters' are set to 'None'. The 'Loads Applied' table shows one load: 'U1' with 'Function' 'Acelerograma A1' and 'Scale Factor' '1'. The 'Time Step Data' shows 'Number of Output Time Steps' as 121 and 'Output Time Step Size' as 0.25. The 'Time History Motion Type' is 'Transient'. The 'Other Parameters' section shows 'Proportional Damping', 'Hilber-Hughes-Taylor' integration, and 'Default' nonlinear parameters.

Figura 4.4 – Exemplo de Modelação de uma Acção Sísmica – Análise não Linear

Para a acção sísmica tipo I, o tempo de integração considerado foi de 30 segundos. Em contrapartida, a acção sísmica tipo II tomou um tempo de integração de 10 segundos. Em ambos os casos utilizou-se um intervalo de integração no tempo de 0,25 segundos, de forma a analisar a totalidade dos acelerogramas e não sobrecarregar o respectivo processo.



## **5 – Algoritmo de Controlo Semi-Activo**

### **5.1 – Introdução**

Qualquer sistema de protecção sísmica semi-activo ou activo tem implícito a utilização de um algoritmo de controlo por forma a regular o funcionamento do respectivo dispositivo, garantindo uma melhor resposta da estrutura face a uma solicitação dinâmica.

Este capítulo pretende apresentar a descrição de algoritmos de controlo semi-activo, relativos à instalação de um sistema de protecção sísmica na estrutura descrita no capítulo 3. São vários os sistemas de controlo semi-activo, no entanto, este capítulo foca essencialmente o comportamento de dissipadores semi-activos de fluido magneto-reológico, visto ser o tipo de sistema a aplicar no modelo estrutural a analisar para otimizar a sua resposta dinâmica, face à acção de um sismo, partindo da implementação de algoritmos de controlo.

De todas as características de um algoritmo de controlo, deu-se principal relevância ao critério de controlo. Este critério de controlo define o modo de funcionamento do aparelho e a sua actuação sobre a estrutura, ou seja, define quantas e quais as variáveis que serão sujeitas a controlo. Cada situação escolhida apresenta vantagens e inconvenientes relativamente a outras situações propostas. As situações de critério de controlo escolhidas para cada algoritmo considerado serão explicadas e fundamentadas.

Apresentar-se-ão 3 situações: o controlo através de deslocamentos, velocidades e acelerações. Cada variável corresponde ao seu valor relativo, ou seja, ir-se-á controlar o movimento da estrutura relativo ao movimento do solo. A escolha destas variáveis deve-se ao facto de ser possível efectuar uma análise imediata quanto ao movimento da estrutura. Optou-se por controlar uma única variável em ambos os casos porque, desta forma, consegue-se compreender a influência de cada uma na resposta global da estrutura. Posteriormente efectuou-se comparações de desempenho e eficácia de controlo entre ambas as situações.

Para testar cada tipo de controlo estudado foi analisada a resposta estrutural para o valor de frequência fundamental da ponte de 1.27Hz, quando na mesma estrutura actua uma série de acelerações representativas de uma acção sísmica.

Para haver uma comparação válida entre as diferentes situações de controlo analisadas, adimensionalizou-se a estrutura a analisar, permitindo obter resultados generalistas.

Os algoritmos foram escritos em *Matlab*, sendo um programa interactivo de alto desempenho voltado para o cálculo numérico. O *Matlab* integra análise numérica, cálculo com matrizes, processamento de sinais e construção de gráficos. Há que destacar as potencialidades do comando *ode45*, tratando-se de um comando utilizado para resolver equações diferenciais ordinárias, baseando-se no Método de *Runge-Kutta* de 4ª ordem (Dormand, J. R., P. J. Prince; 1980). Os códigos dos algoritmos desenvolvidos encontram-se apresentados no Anexo II.

### **5.2 – Fundamentos Teóricos**

#### **5.2.1 – Equação de Movimento**

A acção sísmica representa uma movimentação no solo que pode ser representada por acelerogramas, isto é, registos de acelerações ao longo do tempo. Considerando um sistema com 1 grau de liberdade sujeito a uma acção sísmica, o seu equilíbrio dinâmico é definido pela seguinte equação diferencial (Chopra, A. K.; 2001),

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g \quad \text{Equação 5.1}$$

onde,

$m$  - massa do sistema;



$c$  - coeficiente de amortecimento;

$k$  – rigidez;

$x$  - deslocamento relativo solo-estrutura;

$\dot{x}$  - velocidade relativamente ao solo;

$\ddot{x}$  - aceleração relativamente ao solo;

$\ddot{x}_g$  - aceleração do solo (dada por uma série de acelerogramas);

Esta equação traduz o equilíbrio de vários tipos de força aplicadas ao sistema, nomeadamente as forças de inércia, forças de amortecimento e forças elásticas equilibram a força solicitante. As respectivas forças são representadas da seguinte forma:

$$F_I = m\ddot{x} \text{ - Força Inércia;}$$

$$F_c = c\dot{x} \text{ - Força de Amortecimento;}$$

$$F_e = kx \text{ - Força Elástica;}$$

$$F_I = -m\ddot{x}_g \text{ - Força Solicitante;}$$

O parâmetro  $\ddot{x}_g$  é representado por uma série de acelerações que definem uma acção sísmica.

Dentro de um conjunto de métodos existentes, todos definidos de maneira diferente possuindo vantagens e inconvenientes, foi adoptado o método de *Runge-Kutta* de 4ª ordem, visto ser o utilizado pela ferramenta *ode45* do programa de cálculo numérico *Matlab* (Dormand, J. R., P. J. Prince; 1980)

### 5.2.2 – Características do Dissipador Semi-Activo

Como já foi referido anteriormente, ir-se-á adoptar dissipadores semi-activos de fluido magneto-reológico. A sua forma de funcionamento é indicada no capítulo 2. Este aparelho será responsável pela variação do amortecimento global da estrutura. Significa isto que a única característica dinâmica variável será o amortecimento, sendo a massa e a rigidez da estrutura parâmetros que não serão directamente influenciados pelo dispositivo semi-activo.

Resumidamente, o modo de funcionamento do aparelho é o seguinte: quando está desligado, introduz no sistema um amortecimento natural correspondente à parte passiva do aparelho; quando está ligado, o modo como o amortecimento global da estrutura pode variar depende do tipo de aparelho escolhido, assim como a forma de activação do mesmo. Este tipo de aparelhos pode ser de dois tipos: variação contínua e variação discreta. Quando a variação é contínua, a força de amortecimento pode ser regulada em cada instante de tempo. Quando se trata de variação discreta, a variação da força de amortecimento toma dois níveis: ligado e desligado. Pode existir ainda uma variação por patamares, significando um incremento de força de amortecimento associada a cada um. O número de patamares pode variar entre os 2 e os que se achar necessário, no entanto, um número elevado de patamares leva a um algoritmo próximo de uma variação contínua (Oliveira, C.; 2003).

Relativamente aos aparelhos em estudo, adoptou-se uma variação da força de amortecimento do tipo discreta, ou seja, a variação do amortecimento é do tipo “ON-OFF”. Significa que o coeficiente de amortecimento do aparelho apenas toma dois valores (para quando está ligado e desligado).

Esquemáticamente, o coeficiente de amortecimento do aparelho irá variar da seguinte forma:

$$c_{\text{aparelho}} = \begin{cases} c_{\text{natural}} = c_1 \\ c_{\text{máximo}} = c_2 \end{cases}$$

em que,

$c_{\text{natural}}$  - coeficiente de amortecimento que o aparelho possui em modo passivo;

$c_{\text{máximo}}$  - coeficiente de amortecimento máximo do aparelho;

Hoje em dia, é possível apresentar um intervalo de tempo associado à reacção do aparelho na ordem dos milissegundos (Soong, T. T., Spencer Jr., B. F.; 2000), considerando uma variação imediata.

### 5.2.3 – Método de Runge-Kutta de 4ª Ordem – Integração Numérica

Sabendo que o Método de *Runge-Kutta* de 4ª Ordem é o método de integração numérica implícito nos algoritmos de controlo para resolver a equação diferencial de equilíbrio para o movimento da base, seguidamente apresenta-se simplificada o conceito geral do método.

Para as características do aparelho definidas atrás, a equação diferencial de equilíbrio para o movimento da base passa a tomar a seguinte forma:

$$m\ddot{x} + (c_{\text{estrutura}} + c_{\text{aparelho}})\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g \quad \text{Equação 5.2}$$

onde  $c_{\text{estrutura}}$  representa o coeficiente de amortecimento próprio da estrutura;

Esta equação pode rescrever-se agora como um sistema de equações diferenciais ordinárias:

$$\begin{cases} \frac{dx}{dt} = \dot{x} = f_1(t, x, \dot{x}) \\ \frac{d\dot{x}}{dt} = -2\omega\xi y - \omega^2 x - \ddot{x}_g = f_2(t, x, \dot{x}) \end{cases} \quad \text{Equação 5.3}$$

O método de *Runge-Kutta* de 4ª ordem define genericamente o passo de calculo da seguinte forma:

$$z_{i+1} = z_i + \frac{1}{6}(k_1 + 2k_2 + 2k_3 + k_4)h \quad \text{Equação 5.4}$$

sendo as constantes  $k_j$  ( $j \in [1, 2, 3, 4]$ ) definidas como:

$$k_1 = f(t_i, z_i)$$

$$k_2 = f\left(t_i + \frac{h}{2}, z_i + k_1 \frac{h}{2}\right)$$

$$k_3 = f\left(t_i + \frac{h}{2}, z_i + k_2 \frac{h}{2}\right)$$

$$k_4 = f\left(t_i + h, z_i + k_3 \frac{h}{2}\right)$$

$h$  - corresponde ao passo de cálculo adoptado;

$z_i$  e  $z_{i+1}$  - correspondem aos valores das variáveis associadas à equação diferencial ordinária, para o tempo igual a  $i$  e  $i+1$  segundos, respectivamente;

$t$  - tempo em segundos;

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} - \text{corresponde à frequência própria da estrutura, medida em [rad/s];}$$

$$\xi = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2m\omega} - \text{corresponde ao factor de amortecimento;}$$

Calculando as 4 constantes associadas a cada função  $f_1$  e  $f_2$ , seguidamente basta aplicar a formula do passo de cálculo definida pelo método de *Runge-Kutta* de 4ª ordem. É importante referir que se trata de um problema de valor inicial, pelo que é necessário definir as condições iniciais, isto é, quais os valores iniciais das variáveis cinemáticas em estudo.

### 5.3 – Critério de Controlo

Com o uso de dissipadores semi-activos de fluido controlável, o critério de controlo escolhido é essencial para definir o seu comportamento. Os critérios inicialmente estabelecidos que servirão como alvo de estudo são 3 variáveis cinemáticas: o deslocamento relativo, a velocidade relativa e a aceleração. Estas variáveis irão influenciar o modo de execução do algoritmo de controlo.

Desenvolveram-se dois algoritmos de controlo semi-activo de uma variável. Separadamente analisou-se o controlo através de deslocamentos, velocidades e acelerações, por forma a traçar conclusões sobre cada um dos tipos de controlo. O critério foi simples: quando a variável de controlo ultrapassa um certo valor limite pré-definido, o aparelho é accionado; quando a variável de controlo desce abaixo desse valor pré-definido, o aparelho é desligado.

No algoritmo, são considerados como elementos *input* as características dinâmicas da estrutura, a série de acelerações a analisar e as características de controlo, ou seja, o amortecimento passivo e máximo do aparelho, o tipo de controlo (deslocamentos, velocidades ou acelerações) e o valor de controlo, ou seja, o valor que rege o funcionamento do aparelho. A análise será feita passo a passo, em cada incremento de tempo, respeitando sempre o passo de cálculo. Para cada passo de tempo analisa-se a resposta da estrutura e verifica-se se o aparelho deve estar ligado ou desligado.

## 5.4 – Definição do Valor de Controlo

Após a definição de um algoritmo, interessa saber qual o valor de controlo adequado a cada situação.

A análise prende-se com solicitações sísmicas a actuarem sob estruturas, sendo estas um tipo de acções aleatórias e difíceis de prever. Assim sendo, devem-se caracterizar os sismos analisados com a probabilidade de ocorrência. Através dos espectros de resposta definidos segundo a *NP EN 1998-1 de 2010*, juntamente com os parâmetros que definem a localização da estrutura e a frequência fundamental da mesma, consegue-se determinar o valor da aceleração máxima absoluta expectável para os tipos de acção sísmica considerados. Estas acelerações denominam-se por acelerações espectrais. Para amortecimentos baixo ( $\xi \approx 5\%$ ), a velocidade e deslocamento espectrais podem ser relacionados com a aceleração espectral de um modo aproximado através das seguintes equações (Guerreiro L., 1998):

$$E_v = \frac{1}{f} E_a \quad \text{Equação 5.5}$$

$$E_d = \frac{1}{f^2} E_a \quad \text{Equação 5.6}$$

em que,

$E_a$  - valor espectral de acelerações ( $\text{m/s}^2$ )

$E_v$  - valor espectral de velocidades ( $\text{m/s}$ )

$E_d$  - valor espectral de deslocamentos ( $\text{m}$ )

$f$  - frequência em  $[\text{rad/s}]$

Estes valores espectrais definem valores absolutos máximos esperados de acelerações, velocidades e deslocamentos, aquando a ocorrência de um sismo. A sua probabilidade de ocorrência é alta. Com isto, consegue-se obter um critério aplicável aos sismos que podem ocorrer em Portugal.

De qualquer modo, não faz qualquer sentido utilizar exactamente valores espectrais no controlo semi-activo, visto que o controlo pretende minorar os valores de resposta de uma estrutura que possam surgir. Assim sendo, define-se o valor de controlo como uma percentagem do valor espectral. Posteriormente efectuar-se-á um estudo paramétrico, analisando várias percentagens por forma a compreender a influência deste parâmetro na redução da resposta da estrutura. Este procedimento foi utilizado para o controlo de deslocamentos, velocidades e acelerações.

## 5.5 – Análise Adimensional do Algoritmo

Para testar a aplicação do algoritmo de controlo no território nacional, realizou-se um estudo para a acção sísmica ocorrente no Arquipélago dos Açores – Angra do Heroísmo. Trata-se de uma acção sísmica tipo 2 e um terreno tipo D localizado numa zona sísmica 2.1 (*NP EN 1998-1 de 2010*). Como definido no capítulo 4, para esta acção sísmica, foram considerados 10 acelerogramas gerados de acordo com o espectro de resposta definido segundo a Norma Portuguesa em vigor. Posteriormente, fez-se a média dos resultados associados a cada acelerograma considerado.

Efectuou-se uma análise de resposta de uma estrutura caracterizada apenas por 1 grau de liberdade, idênticas a osciladores de massa simples, com valor unitário de massa, sujeita a cada um dos acelerogramas referidos atrás. Para analisar mais concretamente a Ponte de Monte da Barca, decidiu-se utilizar como frequência fundamental a respectiva frequência própria de vibração, de 1.27Hz, considerando-a como a única frequência a analisar.

Contudo, cada acelerograma foi aplicado ao oscilador adimensional, implementando o aparelho de controlo semi-activo descrito anteriormente. A determinação da resposta das estruturas foi realizada através do processamento dos programas de cálculo numérico escritos em *Matlab*. Cada programação define, respectivamente, os algoritmos de controlo através de deslocamentos, velocidades e acelerações (Anexo II).

Conhecendo o valor da frequência e da massa do oscilador, a respectiva rigidez  $K$  é calculada pela seguinte expressão:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}} \quad \text{Equação 5.7}$$

Considerando que o oscilador a analisar é de betão armado, assim sendo adoptou-se um factor de amortecimento crítico de 5% ( $\xi = 5\%$ ), visto ser este o valor habitualmente utilizado para estruturas de betão armado.

Seguidamente procede-se á definição das propriedades do aparelho de controlo semi-activo com fluido magneto-reológico. Considerou-se o amortecimento natural do aparelho igual a 0 (zero) e o seu amortecimento máximo  $\xi$  igual a 20%. Todavia, o amortecimento máximo do conjunto (aparelho+estrutura) tomará o valor de  $\xi = 25\%$ .

O amortecimento máximo do conjunto ( $\xi = 25\%$ ) pode ser considerado um valor razoável aquando o dimensionamento. A escolha deste valor foi escolhido por forma a compreender melhor o comportamento da resposta dinâmica após o aumento súbito do amortecimento.

Quando se definiu as características do dissipador semi-activo, apenas se fez referência ao coeficiente de amortecimento  $c$ , enquanto que na definição das características da estrutura se falou da razão  $\xi$ , correspondente ao factor de amortecimento crítico, isto é, trata-se de uma percentagem do coeficiente de amortecimento  $c$ , relativamente a um coeficiente de amortecimento crítico  $c_{cr}$ , dado por:

$$c_{cr} = 2m\omega \quad \text{Equação 5.8}$$

onde,

$m$  - massa do sistema estrutural (toneladas-ton);

$\omega$  - frequência própria da estrutura (rad/s);

Assim sendo, o coeficiente de amortecimento  $c$ , relaciona-se com  $\xi$  através da seguinte expressão:

$$c = c_{cr}\xi = 2m\omega\xi \quad \text{Equação 5.9}$$

Contudo, o amortecimento do conjunto (aparelho+estrutura) vai variar da seguinte forma:

$$c_{\text{aparelho+estrutura}} = \begin{cases} 0.1m\omega & \text{aparelho desligado} \\ 0.5m\omega & \text{aparelho ligado} \end{cases}$$

Relativamente ao efeito do controlo semi-activo, uma vez que se desconhece qual o valor de controlo a introduzir, consideraram-se várias situações de controlo, analisando diferentes valores de controlo. Como já referido atrás, para que haja um critério consistente e coerente para ser aplicado ao oscilador, consideraram-se como valores de controlo, percentagens dos valores espectrais associados à frequência fundamental da ponte. Estas percentagens foram: 100%, 90%, 80%, 70%, 60%, 50% e 0%. Com o controlo semi-activo o amortecimento do sistema é alterado sempre que a variável de controlo atinge o respectivo valor de controlo.

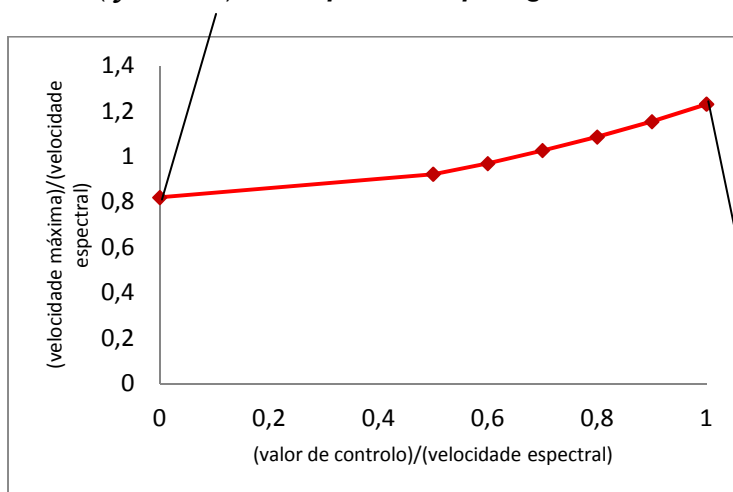
Os valores espectrais relativos ao deslocamento, velocidade e aceleração, para a acção sísmica em questão encontram-se apresentados na seguinte tabela:

	<b>EC8</b>	<b>Calculados</b>	
<b>freq [Hz]</b>	<b>acel (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b>vel (m/s)</b>	<b>desl (m)</b>
<b>1,27</b>	3,289	0,4122	0,0517

*Tabela 5.1 - Valores Espectrais relativos à Acção Sísmica tipo 2, Zona Sísmica 1, Terreno tipo D, Arquipélago do Açores*

Como referido anteriormente, analisaram-se algoritmos de controlo para três variáveis cinemáticas diferentes: deslocamentos, velocidades e acelerações. Para cada tipo de controlo, foram retidos valores máximos. Desta forma, para 10 acelerogramas, foram retidos 10 valores máximos de deslocamentos, velocidades e acelerações, relativos a cada tipo de controlo. Posteriormente, construiu-se gráficos relativos à média de resultados associados a cada acelerograma analisado, que se encontram apresentados mais a frente. Formaram-se gráficos separados relativos a deslocamentos, velocidades e acelerações. Para compreender a leitura dos gráficos, seguidamente apresenta-se uma figura correspondente a um exemplo de um gráfico de resultados relativamente aos deslocamentos máximos obtidos na estrutura:

Amortecimento Máximo ( $\xi = 25\%$ ) – **Dissipador sempre ligado**



Sem controlo ( $\xi = 5\%$ ). Valor de controlo correspondente a 100% do valor espectral – **Dissipador sempre desligado**

*Figura 5.1 - Exemplo de Gráfico de Resultados – Controlo de Deslocamentos*

Em abcissas está a relação entre o valor de controlo relativamente ao valor espectral associado ao amortecimento de 5%, apresentado anteriormente. Em ordenadas encontra-se a razão entre o valor máximo obtido para cada situação de controlo e o respectivo valor espectral. O valor nulo das abcissas corresponde à situação de amortecimento máximo que o conjunto poderá atingir, isto equivale a dizer-se que o aparelho está sempre ligado. O valor de 1 em abcissas corresponde à situação do amortecimento do conjunto nunca ser alterado, tomando sempre o valor de 5% correspondente ao amortecimento natural da estrutura. Os restantes valores intermédios dizem respeito aos resultados associados a valores de controlo correspondentes a percentagens do valor espectral.

Os valores da aceleração espectral que se retiram do regulamento são valores absolutos. A partir destes valores podem-se determinar o deslocamento e velocidade espectrais. No entanto, a diferença entre os valores de deslocamento espectral e velocidade espectral e os valores de deslocamento e velocidade relativos é muito pequena e a consideração de que estes valores são idênticos envolve erros desprezáveis [Guerreiro L.; 1998].

#### *5.5.1 – Intervalo de tempo adoptado no cálculo numérico*

A escolha do intervalo de tempo baseou-se numa verificação da estabilidade da solução, definida em anexo (Anexo III). Contudo, adoptou-se um intervalo de tempo de 0.25 segundos.

#### *5.5.2 – Controlo através de Deslocamentos*

Para um sistema semi-activo onde a variável de controlo é o deslocamento, o valor de controlo para uma dada frequência será dado por percentagens do respectivo deslocamento espectral, considerando permanente os 5% do amortecimento natural da estrutura. A estrutura apresenta um amortecimento máximo de 25%. Como o nome indica, a variável de controlo é o deslocamento que a estrutura apresenta, a partir do qual, o aparelho é ligado ou desligado. Nas páginas seguintes são apresentados alguns gráficos com resultados de resposta máximos, considerando a acção sísmica definida anteriormente. Esses mesmos gráficos traduzem a média dos valores de resposta do oscilador, associados aos 10 acelerogramas que definem a acção sísmica. Para cada valor de controlo, serão apresentadas tabelas correspondentes à redução (em percentagem) do deslocamento máximo, relativamente ao deslocamento máximo obtido caso não existisse qualquer tipo de sistema de protecção sísmica instalado na estrutura. No anexo IV encontram-se tabelas com os valores de resposta máximos associados a cada acelerograma representativo da acção sísmica em questão.

Representam-se os valores da resposta do oscilador medidos em termos de deslocamentos, velocidades e acelerações. A construção dos gráficos segue o que foi dito atrás. O valor de controlo semi-activo efectuado, baseou-se em percentagens do deslocamento espectral, relativo à frequência em causa de 1.27Hz.

Aquando da ligação do aparelho, o deslocamento da estrutura estará a aumentar, e consequentemente a velocidade a diminuir, em valores absolutos. Para valores de controlo próximos do valor do deslocamento máximo que a estrutura pode apresentar, o aparelho será accionado quando a velocidade estiver próxima de zero. Como a força de amortecimento é função da velocidade, significa que, nesta ultima situação, a força de amortecimento desenvolvida pelo aparelho será sempre reduzida, uma vez que os valores da velocidade quando o aparelho está activo são reduzidos. Então, para valores de controlo próximos do deslocamento máximo apresentados pela estrutura, é expectável que a eficiência do controlo através dos deslocamentos não seja muito elevada, uma vez que a energia dissipada por amortecimento será reduzida.

5.5.2.1 – Resultados

Média							
Controlo de Deslocamentos							
	Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<i>1,27</i>	1,639397	1,588674	1,537564	1,459156	1,388299	1,305632	0,965285
	Velocidade Máxima / Velocidade Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<i>1,27</i>	1,513488	1,440897	1,383786	1,331769	1,260488	1,211843	0,820212
	Aceleração Máxima / Aceleração Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<i>1,27</i>	0,204792	0,204564	0,204491	0,204476	0,204548	0,204175	0,203606

*Tabela 5.2 – Média dos Valores Máximos de Resposta da Análise Adimensional – Controlo de Deslocamentos*



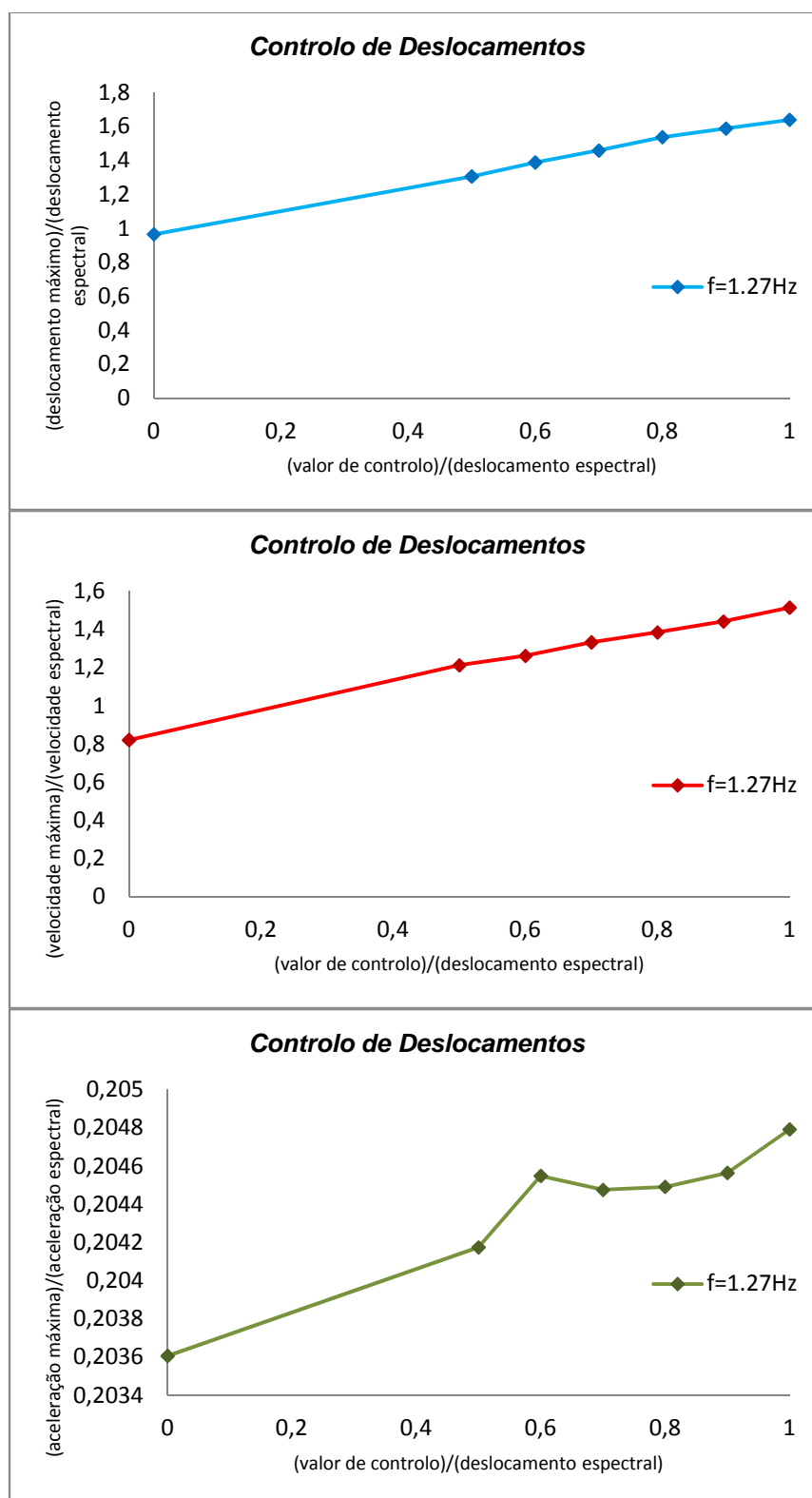


Figura 5.2 - Controlo através de deslocamentos

### 5.5.2.2 – Análise de Resultados

As linhas representantes dos resultados em termos de deslocamentos máximos e velocidades máximas, para a frequência em causa, apresentam uma ligeira curvatura convexa ( $\cap$ ). Isto significa que os resultados não são muito sensíveis ao valor de controlo. Uma curvatura convexa garante que, para reduções pequenas do valor de controlo existe uma pequena redução no valor máximo de resposta. No entanto, com a diminuição significativa do valor de controlo, a redução do valor máximo da variável é mais elevada. Assim sendo, a primeira conclusão a retirar refere-se ao facto do controlo através de deslocamentos apenas ser recomendável com valores de controlo baixos relativamente ao valor espectral. Para valores de controlo elevados, a redução da variável não é significativa.

As acelerações introduzidas pelos acelerogramas na estrutura são altamente variáveis, tornando os valores de aceleração máxima um pouco dispersos uns dos outros. Para o valor de controlo igual a 60% do deslocamento espectral, verifica-se uma subida repentina relativamente às restantes acelerações máximas registadas. Esta discrepância pode traduzir-se numa situação prejudicial para as acelerações sentidas na estrutura, quando se utiliza como valor de controlo 60% do deslocamento espectral.

<b>Controlo de Deslocamentos</b>							
	<b>Frequência (Hz)</b>	<b>Controlo (relativamente ao valor do deslocamento espectral)</b>					
		<b>90%</b>	<b>80%</b>	<b>70%</b>	<b>60%</b>	<b>50%</b>	<b>0%</b>
<b>Acelerograma 1</b>	1,27	1,5%	3,1%	9,2%	13,6%	16,6%	43,6%
<b>Acelerograma 2</b>	1,27	6,4%	7,2%	13,5%	21,1%	26,1%	39,9%
<b>Acelerograma 3</b>	1,27	3,5%	6,3%	13,6%	13,9%	19,0%	43,0%
<b>Acelerograma 4</b>	1,27	5,0%	8,4%	12,1%	19,1%	24,2%	45,6%
<b>Acelerograma 5</b>	1,27	3,8%	8,0%	11,7%	17,3%	20,3%	34,4%
<b>Acelerograma 6</b>	1,27	1,4%	6,4%	9,4%	12,6%	18,3%	39,5%
<b>Acelerograma 7</b>	1,27	2,9%	3,0%	10,3%	15,3%	19,8%	41,8%
<b>Acelerograma 8</b>	1,27	2,8%	9,1%	10,2%	14,6%	20,3%	46,4%
<b>Acelerograma 9</b>	1,27	2,8%	5,1%	11,1%	10,8%	16,7%	30,8%
<b>Acelerograma 10</b>	1,27	1,2%	6,0%	8,9%	15,5%	23,0%	46,1%
<b>Média</b>	<b>1,27</b>	<b>3,1%</b>	<b>6,3%</b>	<b>11,0%</b>	<b>15,4%</b>	<b>20,4%</b>	<b>41,1%</b>

*Tabela 5.3 - Redução do Deslocamento Máximo relativamente ao Deslocamento Máximo sem Controlo – Controlo de Deslocamentos*

Para a situação de amortecimento máximo, ou seja, valor de controlo igual a 0% do deslocamento espectral, verifica-se uma redução substancial do deslocamento máximo. Esta redução quantifica-se em cerca de 41% do valor de deslocamento máximo caso não exista qualquer tipo de protecção sísmica instalado na estrutura.

Como seria expectável, o aumento do valor de controlo, em valor absoluto, garante uma menor redução dos deslocamentos máximos, significando que o controlo semi-activo é tanto menos eficaz, quanto mais próximo o valor de controlo estiver do deslocamento espectral.

### 5.5.3 – Controlo através de Velocidades

Relativamente ao controlo semi-activo através de velocidades, o aparelho é accionado quando a velocidade da estrutura ultrapassa, em valor absoluto, o valor de controlo. Este valor de

controlo é definido, para a frequência em causa, como uma percentagem da velocidade espectral esperada, considerando a acção sísmica enunciada anteriormente.

À semelhança do controlo através de deslocamentos, seguidamente apresentar-se-ão gráficos relativos à média dos resultados máximos obtidos pela actuação dos acelerogramas considerados, mostrando a resposta da estrutura em termos de deslocamentos, velocidades e acelerações, para o valor de frequência de 1.27Hz.

Para cada valor de controlo, serão apresentadas tabelas correspondentes à redução (em percentagem) do deslocamento máximo, relativamente ao deslocamento máximo obtido caso não existisse qualquer tipo de sistema de protecção sísmica instalado na estrutura. No anexo IV encontram-se tabelas com os valores de resposta máximos associados a cada acelerograma representativo da acção sísmica em questão. Para cada acelerograma foram efectuadas análises da estrutura, considerando o seu amortecimento natural igual a 5% e amortecimento máximo igual a 25%.

É espectável que com o controlo de velocidades ocorra o oposto do controlo através de deslocamentos, isto é, no instante de ligação do aparelho, a velocidade da estrutura estará a aumentar e consequentemente o deslocamento a diminuir, em valores absolutos. Assim sendo, para valores de controlo próximos do valor da velocidade máxima, o aparelho será accionado quando os deslocamentos estarão próximos de zero. Significa que, como a velocidade terá valores elevados quando o aparelho está ligado é de esperar que a força de amortecimento assuma valores elevados. É de esperar que a eficácia do controlo através de velocidades seja superior à do controlo através de deslocamentos, ou seja, é espectável que a energia dissipada por amortecimento seja maior ou igual à energia dissipada no caso de controlo através de deslocamentos.

#### 5.5.3.1 – Resultados

Média							
Controlo de Velocidades							
	Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<i>1,27</i>	1,417145	1,344933	1,286466	1,217545	1,143783	1,067699	0,965285
	Velocidade Máxima / Velocidade Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<i>1,27</i>	1,231592	1,154756	1,087187	1,027091	0,969834	0,922791	0,820212
	Aceleração Máxima / Aceleração Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<i>1,27</i>	0,204308	0,204305	0,204214	0,204305	0,204287	0,203992	0,203606

*Tabela 5.4 - Média dos Valores Máximos de Resposta da Análise Adimensional – Controlo de Velocidades*

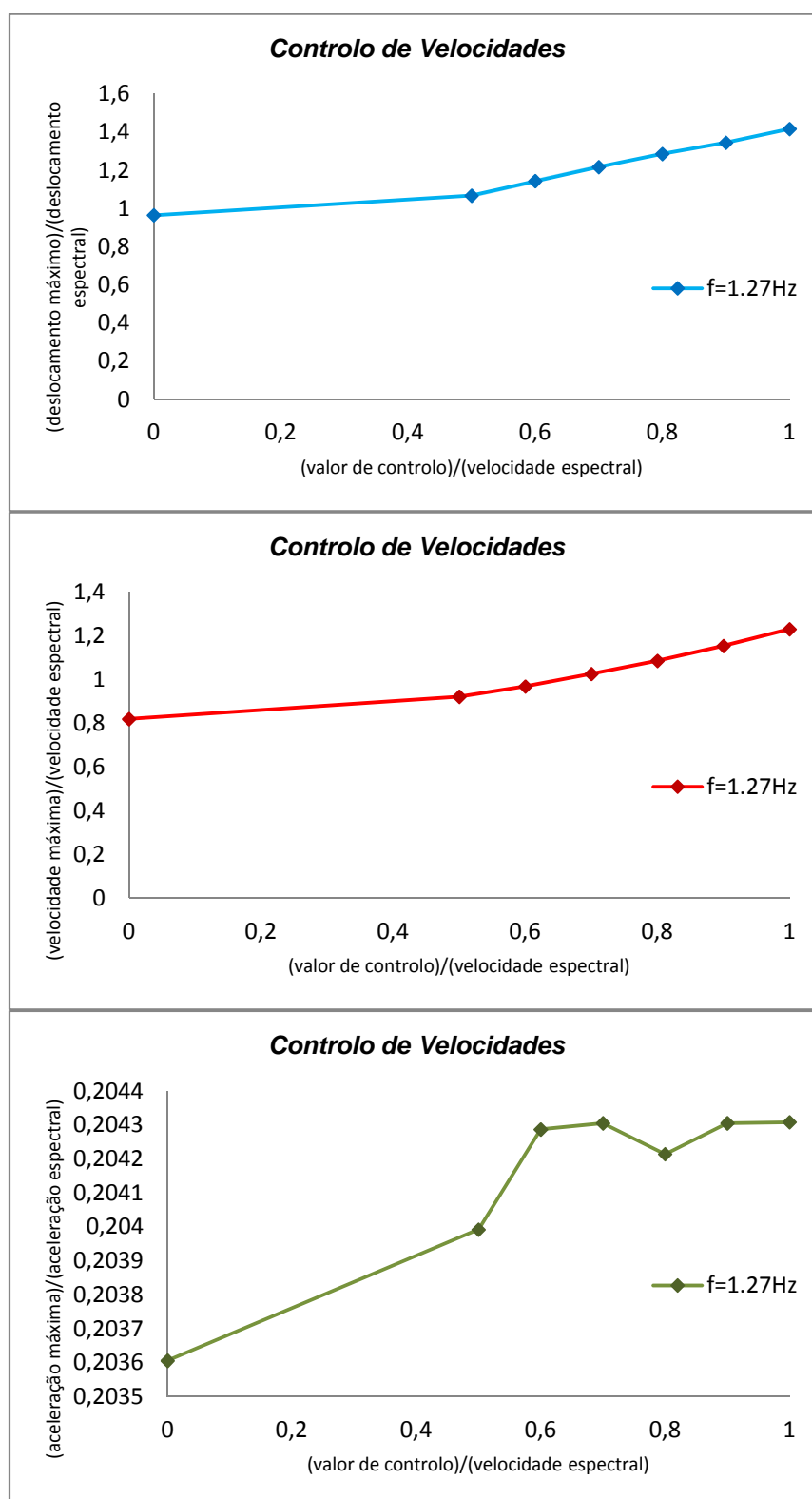


Figura 5.3 - Controlo através de velocidades

### 5.5.3.2 – Análise de Resultados

Contrariamente ao que se passa com o controlo de deslocamentos, a curvatura formada pelas linhas que representam os resultados em termos de deslocamentos máximos e velocidades máximas, relativamente à frequência em causa, apresentam uma curvatura côncava ( $\cup$ ). Esta forma traduz-se numa redução dos valores bastante mais rápida com a variação do valor de controlo. Assim sendo, para pequenas reduções no valor de controlo, a redução que ocorre no valor máximo da variável torna-se significativa. Em contrapartida, quando se reduz o valor de controlo, a redução no valor máximo da variável também diminui. Significa que, para valores de controlo próximos do valor espectral, o aparelho torna-se mais eficaz, tornando o controlo através das velocidades altamente recomendável para valores de controlo não muito baixos relativamente ao valor espectral. Para valores de controlo baixos, este tipo de controlo não se torna tão eficiente.

Para valores de controlo iguais ou superiores a 60% da velocidade espectral, verifica-se uma tendência de estabilização do valor de aceleração para os vários níveis de controlo, significando que a aplicação do controlo semi-activo, neste caso, não tem influência no valor máximo da aceleração da estrutura.

<b>Controlo de Velocidades</b>							
	<b>Frequência (Hz)</b>	<b>Controlo (relativamente ao valor da velocidade espectral)</b>					
		<b>90%</b>	<b>80%</b>	<b>70%</b>	<b>60%</b>	<b>50%</b>	<b>0%</b>
<b>Acelerograma 1</b>	1,27	27,2%	29,2%	32,1%	36,3%	36,8%	43,6%
<b>Acelerograma 2</b>	1,27	12,1%	18,9%	27,1%	32,3%	36,3%	39,9%
<b>Acelerograma 3</b>	1,27	24,8%	26,3%	31,5%	33,2%	36,4%	43,0%
<b>Acelerograma 4</b>	1,27	18,8%	23,0%	27,7%	29,8%	37,1%	45,6%
<b>Acelerograma 5</b>	1,27	6,4%	9,7%	12,3%	20,0%	27,4%	34,4%
<b>Acelerograma 6</b>	1,27	10,7%	12,8%	18,6%	25,9%	32,7%	39,5%
<b>Acelerograma 7</b>	1,27	22,3%	28,7%	35,2%	37,6%	38,6%	41,8%
<b>Acelerograma 8</b>	1,27	21,5%	27,2%	30,5%	33,3%	39,4%	46,4%
<b>Acelerograma 9</b>	1,27	6,9%	7,8%	7,9%	16,2%	24,9%	30,8%
<b>Acelerograma 10</b>	1,27	27,2%	30,3%	33,3%	36,6%	38,9%	46,1%
<b>Média</b>	<b>1,27</b>	<b>17,8%</b>	<b>21,4%</b>	<b>25,6%</b>	<b>30,1%</b>	<b>34,9%</b>	<b>41,1%</b>

*Tabela 5.5 - Redução do Deslocamento Máximo relativamente ao Deslocamento Máximo sem Controlo – Controlo Velocidades*

Analisando a tabela atrás definida, verifica-se que existe uma redução significativa de deslocamentos máximos para uma percentagem de controlo de 0%, relativamente ao valor do deslocamento máximo caso não existisse qualquer tipo de sistema de protecção sísmica. No entanto, o valor médio de redução do deslocamento máximo, é superior à redução associada à situação de controlo de deslocamentos, para qualquer percentagem de controlo, à excepção dos 0%, que corresponde exactamente à mesma situação.

Para percentagens de controlo entre os 50% e os 90%, verifica-se que o controlo através de velocidades apresenta maiores reduções dos deslocamentos máximos, relativamente à situação de controlo através de deslocamentos. Significa que, quando se diminui a percentagem de controlo do respectivo valor espectral, é mais aconselhável a utilização dos algoritmos de controlo através de velocidades.

#### **5.5.4 – Controlo através de Acelerações**

Na análise por controlo através de acelerações foi seguido um procedimento semelhante ao utilizado no controlo através de deslocamentos e no controlo através de velocidades, ou seja, o valor de controlo para uma dada frequência assume valores que serão percentagens da respectiva aceleração espectral. Como o nome indica, a variável de controlo é a aceleração da estrutura. Assim, o aparelho é accionado sempre que a aceleração da estrutura ultrapassa, em valor absoluto, o valor de controlo.

Uma vez que as acelerações introduzidas pelos acelerogramas na estrutura são altamente variáveis ao longo do tempo, e para além disso, esses mesmos valores são maioritariamente muito inferiores ao valor da aceleração espectral definidas para a acção sísmica em questão e para a frequência de 1.27Hz, torna este tipo de controlo desaconselhável.

Seguidamente apresentam-se os gráficos com as médias dos resultados máximos da actuação dos acelerogramas considerados para a acção sísmica em questão. Mostram-se os gráficos de deslocamentos, velocidades e acelerações. A construção dos gráficos segue a metodologia utilizada anteriormente para a apresentação de resultados. Para a frequência em causa (1.27Hz), efectuou-se análises da estrutura com seu amortecimento natural de 5%, e com o amortecimento máximo de 25%.

No anexo IV encontram-se tabelas com os valores de resposta máximos associados a cada acelerograma representativo da acção sísmica em questão.

O controlo através de acelerações é bastante semelhante ao controlo através dos deslocamentos. De facto, a altura em que o aparelho liga ou desliga é semelhante. Para qualquer que seja o valor de controlo, aquando da ligação do aparelho, a aceleração da estrutura estará a aumentar, e conseqüentemente a velocidade a diminuir, em valores absolutos. Para valores de controlo próximos do valor da aceleração máximo, o aparelho será accionado quando a velocidade estiver próxima de zero. Aqui também, a força de amortecimento desenvolvida pelo aparelho será sempre reduzida, uma vez que os valores da velocidade quando o aparelho está activado são reduzidos também. Por conseguinte é expectável que a eficiência do controlo através das acelerações seja semelhante ao controlo através de deslocamentos, isto é, não seja muito elevada, uma vez que a energia dissipada por amortecimento será reduzida (Oliveira, C.; 2003).

5.5.4.1 – Resultados

Média							
Controlo de Acelerações							
	Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<i>1,27</i>	1,979551	1,979551	1,979551	1,979551	1,979551	1,979551	0,965285
	Velocidade Máxima / Velocidade Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<i>1,27</i>	1,832989	1,832989	1,832989	1,832989	1,832989	1,832989	0,820212
	Aceleração Máxima / Aceleração Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<i>1,27</i>	0,20536	0,20536	0,20536	0,20536	0,20536	0,20536	0,203606

Tabela 5.6 - Média dos Valores Máximos de Resposta da Análise Adimensional – Controlo de Acelerações

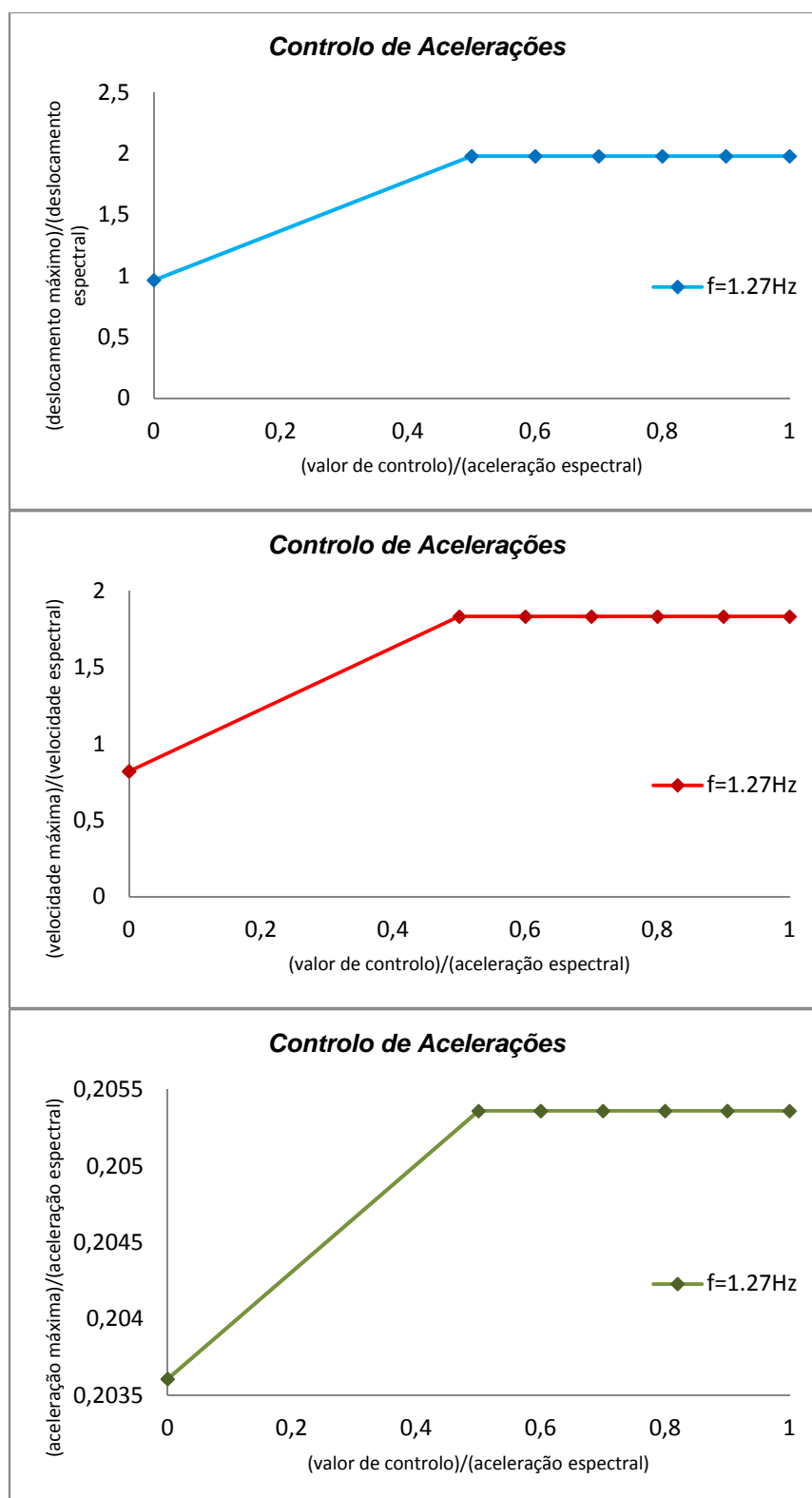


Figura 5.4 - Controlo através de acelerações



#### 5.5.4.2 – Análise de Resultados

Em todos os gráficos atrás definidos, verifica-se uma estabilização do valor máximo, para os vários níveis de controlo a partir de 50% da aceleração espectral, significando que a aplicação do controlo semi-activo não tem qualquer influência na variação dos respectivos valores máximos.

De facto, estes resultados traduzem uma insensibilidade relativamente ao controlo semi-activo através de acelerações, verificando-se reduções significativas da resposta máxima da estrutura para percentagens de controlo próximas de 0% da aceleração espectral, como se verifica na seguinte tabela:

<b>Controlo de Acelerações</b>							
	<b>Frequência (Hz)</b>	<b>Controlo (relativamente ao valor da aceleração espectral)</b>					
		<b>90%</b>	<b>80%</b>	<b>70%</b>	<b>60%</b>	<b>50%</b>	<b>0%</b>
<b>Acelerograma 1</b>	1,27	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	53,8%
<b>Acelerograma 2</b>	1,27	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	53,8%
<b>Acelerograma 3</b>	1,27	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	49,8%
<b>Acelerograma 4</b>	1,27	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	55,5%
<b>Acelerograma 5</b>	1,27	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	46,0%
<b>Acelerograma 6</b>	1,27	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	48,6%
<b>Acelerograma 7</b>	1,27	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	48,9%
<b>Acelerograma 8</b>	1,27	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	59,2%
<b>Acelerograma 9</b>	1,27	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	41,0%
<b>Acelerograma 10</b>	1,27	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	54,6%
<b>Média</b>	<b>1,27</b>	<b>0,0%</b>	<b>0,0%</b>	<b>0,0%</b>	<b>0,0%</b>	<b>0,0%</b>	<b>51,1%</b>

*Tabela 5.7 - Redução do Deslocamento Máximo relativamente ao Deslocamento Máximo sem Controlo – Controlo Acelerações*

Não se aconselha o controlo através das acelerações. Além de se verificar que as acelerações sentidas pela estrutura, aquando a ocorrência de um sismo, estão constantemente a variar entre valores positivos e negativos, de baixa amplitude e de grande amplitude, estas acelerações estão muito abaixo do valor da aceleração espectral considerada.

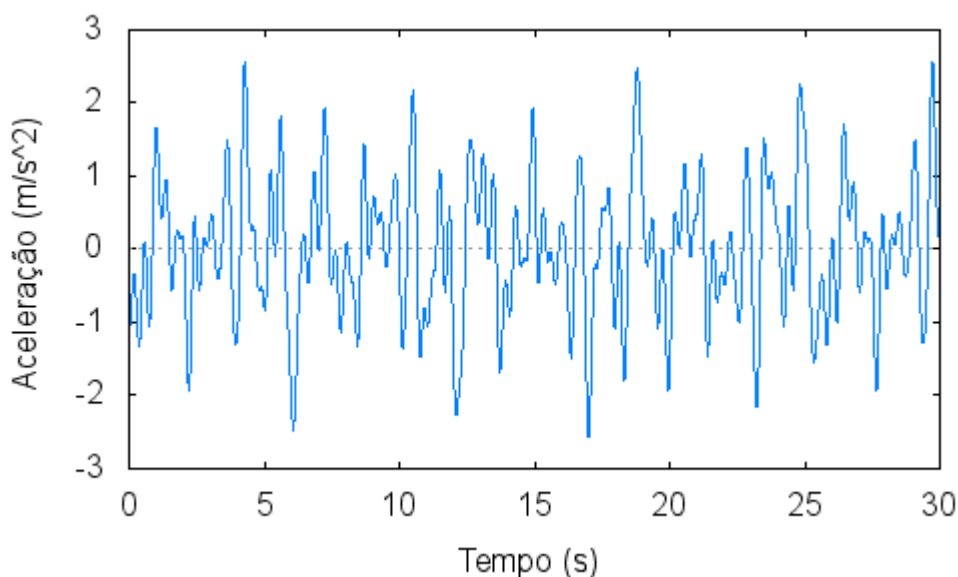
#### 5.5.5 – Comparação Energética entre Controlo através de Deslocamentos e Controlo através de Velocidades

Uma comparação energética entre os dois tipos de controlo mais adequados, torna-se um ponto importante na escolha de um deles. Resumidamente, pretende-se caracterizar a eficiência energética do controlo através de deslocamentos e velocidades. Assim sendo, determinaram-se as energias dissipada e consumida pelo aparelho em cada uma das situações de controlo.

Através de uma escolha aleatória, aplicou-se uma série de acelerações a um oscilador com uma massa de 1 tonelada e com uma frequência de 1.27Hz. Para validar comparações entre casos de controlo, considerou-se para cada um dos tipos de controlo uma relação entre o valor de controlo e o valor espectral de 70%. Seguidamente apresenta-se os valores espectrais considerados, e os respectivos valores de controlo:

$f=1,27\text{Hz}$	<b>velocidade (m/s)</b>	<b>deslocamento (m)</b>
<b>Valores espectrais</b>	0,4122	0,0517
<b>Valores de controlo</b>	0,2885	0,0362

*Tabela 5.8 – Comparação Energética entre as Duas Situações de Controlo Estudadas -Valores Espectrais e Valores de Controlo*



*Figura 5.5 - Série de Acelerações Escolhida Aleatoriamente para Comparação Energética entre as Duas Situações de Controlo Estudadas*

Aplicando a série de acelerações referida, obtiveram-se os seguintes resultados máximos:

	<b>Valor de controlo</b>	<b>d (m)</b>	<b>v (m)</b>
<b>controlo de deslocamentos</b>	0,0362	0,0833	0,6142
<b>controlo de velocidades</b>	0,2885	0,0623	0,4525

*Tabela 5.9 - Resultados de Resposta Máximos com 70% de controlo e  $f=1.27\text{Hz}$*

Observando esta tabela, verifica-se que com o controlo através de velocidades é um pouco mais eficiente que o controlo através de deslocamentos, tanto para deslocamentos máximos como para velocidades máximas, considerando para ambos os casos uma percentagem de controlo de 70%.

Para medir a energia dissipada pelo aparelho ao longo do tempo de actuação do sismo considerado e para cada situação de controlo, utilizou-se a seguinte formula de integração:

$$E_{dissipada} = \int F_{amortecimento} dx \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow E_{dissipada} = \int c_{aparelho} \dot{x} dx$$

Equação 5.10

Assim sendo, integrou-se a força de amortecimento ao longo de todo o movimento da estrutura e verificou-se que o aparelho dissipa uma quantidade de energia aproximadamente igual para ambas as situações de controlo. É importante que se consiga dissipar o máximo de energia possível, evitando assim o aumento da parcela de dissipação de energia pela própria estrutura, podendo provocar danos localizados, o que é exactamente o que se pretende evitar.

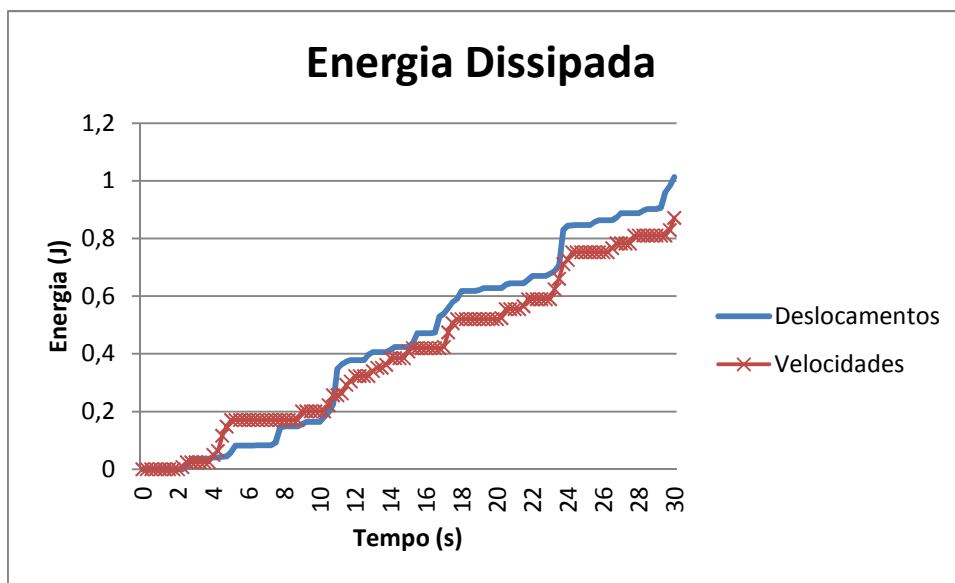


Figura 5.6 - Energia Dissipada pelo Aparelho

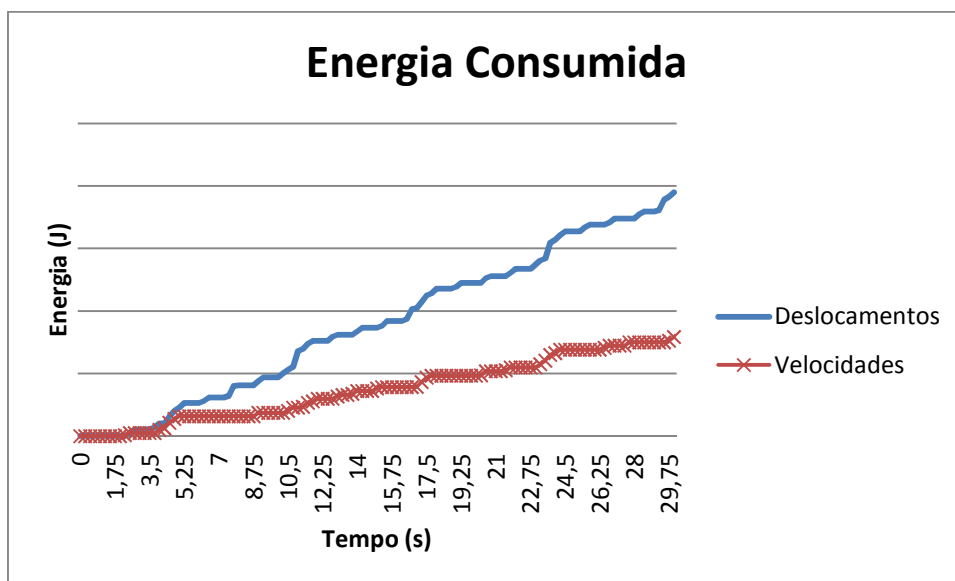
Para calcular a energia consumida pelo aparelho, para cada uma das situações de controlo, admite-se que o aparelho está ligado a uma fonte energética e que o valor da energia consumida por unidade de tempo, enquanto está ligado, é sempre constante. Assim sendo, a expressão para calcular a energia consumida pelo aparelho vem dada por:

$$E_{consumida} = \int W dt$$

Equação 5.11

onde  $W$ , no instante  $t_i$ , pode tomar o valor de 0 (zero) caso o aparelho esteja desligado, ou então, toma um valor constante caso o aparelho esteja ligado.

Seguidamente apresenta-se o gráfico de energia consumida pelo aparelho para as duas condições de controlo:



*Figura 5.7 - Energia Consumida pelo Aparelho*

Verifica-se que o controlo através de deslocamentos necessita de uma maior quantidade de energia durante o tempo decorrido da acção sísmica. Tal facto indica que o aparelho está ligado durante mais tempo, considerando o controlo através de deslocamentos.

#### 5.5.6 – Conclusões

A redução de deslocamentos máximos é mais acentuada caso se utilize o controlo através das velocidades, principalmente para valores de controlo elevados, próximos do respectivo valor espectral.

Desaconselha-se o controlo semi-activo através de acelerações principalmente devido à grande variação dos valores da aceleração que são registados numa estrutura quando esta é actuada por um sismo, para além do valor de aceleração espectral definido para a frequência de 1.27Hz ser bastante elevado relativamente às acelerações praticadas pela estrutura.

O controlo através de deslocamentos permite uma redução do deslocamento máximo da estrutura, mas, no entanto, não o faz de um modo tão eficiente quanto desejável. Como se verificou, este tipo de controlo obriga o aparelho a estar ligado durante mais tempo, o que equivale a um gasto superior de energia, relativamente ao controlo através das velocidades.

Observando os resultados, verifica-se ainda que para um mesmo nível de controlo, os deslocamentos máximos obtidos com o controlo através de deslocamentos são superiores aos obtidos com o controlo através de velocidades, revelando assim uma preferência relativamente ao controlo através de velocidades. Comparando valores máximos relativos à mesma variável, nos casos em que a percentagem de controlo é igual a 0(zero), quer para o controlo através de deslocamentos quer através de velocidades, os valores máximos obtidos são iguais. Relativamente à percentagem de controlo de 100%, os valores máximos de uma dada variável já não tomam o mesmo valor visto que o valor espectral de velocidades é diferente do valor espectral de deslocamentos, para além dos dados processados pelo algoritmo serem diferentes para ambas as situações.

Principalmente por estas razões, para utilização do algoritmo desenvolvido nesta dissertação, recomenda -se o controlo através de velocidades, uma vez que, globalmente, este tipo de controlo apresenta um melhor desempenho e uma boa eficiência, relativamente à solução de controlo através de deslocamentos.

## **6 – Aplicação do Sistema Semi-Activo no Caso de Estudo**

### **6.1 – Escolha da Acção Sísmica e do Modelo Estrutural**

Para obter resultados satisfatórios da resposta dinâmica da estrutura definida no Capítulo 3, relativamente à acção de um sismo, foi necessário estabelecer um parâmetro a atingir. Esse parâmetro associa-se directamente a possíveis danos estruturais que possam advir da resposta estrutural. Assim sendo, é espectável que existam danos a partir do momento em que os deslocamentos máximos apresentados pelo tabuleiro excedam a largura das juntas de dilatação, ou seja, 0.05 metros. Como consequência, poderão existir problemas de esmagamento de betão localizados e um aumento dos esforços internos de alguns elementos estruturais, tais como as vigas longitudinais pré-esforçadas, o que pode originar, em casos extremos, danos irreversíveis e colapsos localizados na estrutura.

Para a estrutura colapsar seria necessário que houvesse o descalçamento das vigas estruturais, em resposta à solicitação dinâmica. Para existir um mecanismo do género, seria necessário que as vigas se deslocassem pelo menos 0.4 metros, valor esse que corresponde à entrega das vigas aos encontros. No entanto, de acordo com a descrição da estrutura feita no Capítulo 3, o descalçamento das vigas estruturais será muito improvável de acontecer. Assim sendo, é mais importante focalizar a atenuação dos valores de resposta da estrutura face à acção de um sismo para evitar possíveis danos estruturais, controlando os deslocamentos nas zonas de juntas.

Utilizou-se o programa de cálculo “SAP 2000 – Structural Analysis Program” para avaliar resultados após a modelação da estrutura e a definição do tipo de acção sísmica, dependente da sua localização. A modelação da estrutura está definida no Capítulo 3, em contrapartida a acção sísmica foi definida da forma como está descrito no Capítulo 4.

Inicialmente analisou-se o modelo inicial da ponte, descrito no Subcapítulo 3.1. Face ao tipo de apoios, foi necessário realizar uma análise não linear do respectivo modelo estrutural. Relativamente à solicitação sísmica a aplicar sobre a estrutura, definiu-se 10 acelerogramas para cada tipo de acção (I e II). Posteriormente, analisou-se individualmente cada acelerograma, utilizando uma análise no tempo. Após a aplicação dos 20 acelerogramas, verificou-se deslocamentos máximos na ordem de 1 a 2 cm. Face a estes resultados de resposta dinâmica, não haveria qualquer necessidade de colocação de um sistema de protecção sísmica na estrutura para minorar a sua resposta a uma solicitação dinâmica. Assim sendo, considerou-se necessário proceder a algumas alterações.

A primeira alteração feita sobre o modelo inicial da ponte relaciona-se com a modificação da sua localização e do tipo de terreno. Inicialmente a ponte encontrava-se em Monte da Barca, no distrito de Santarém. Em função do valor de referência da aceleração máxima à superfície de um tipo de terreno A, definido segundo a *NP EN 1998-1 de 2010*, pretendeu-se encontrar um local de relevância sísmica. Assim sendo, alterou-se a localização da ponte para o Arquipélago dos Açores, mais propriamente para Angra do Heroísmo. Esta nova localização é definida por uma acção sísmica bastante superior à existente no distrito de Santarém. Relativamente ao terreno, adoptou-se um terreno tipo D, ou seja, um solo pouco coerente ou de consistência média, visto ser o tipo de terreno que apresenta maior valor de aceleração espectral.

Após esta alteração, reiniciou-se a análise dinâmica, considerando 10 novos acelerogramas, respectivos à nova localização da estrutura, actuando individualmente. Contudo, os resultados não foram muito satisfatórios, visto não existir alterações de grande relevância dos deslocamentos máximos sofridos pela estrutura. Significa que o deslocamento máximo estava um pouco abaixo do permitido pelas juntas de dilatação (0.05m), garantindo-se, neste caso, um valor máximo de 0.0339m. Embora os resultados não fossem relevantes ao ponto de danificarem a estrutura, ajudaram a compreender um pouco mais quais as alterações necessárias para garantir danos localizados na ponte, ou seja, para que os deslocamentos praticados pela estrutura fossem acima do valor permitido pelas juntas de dilatação.

Optou-se por alterar o sistema de apoio da extremidade fixa do tabuleiro da ponte, colocando um tipo de apoios flexíveis em vez das placas de chumbo que conferiam à estrutura uma elevada rigidez na direcção longitudinal. Colocou-se assim blocos de elastómero vulcanizado reforçado com chapas de aço (também designados por apoios em neopreno cintados). Este tipo de apoios, para além de conferirem um comportamento linear à estrutura, facilmente se estabelece uma relação entre a rigidez implementada à estrutura e a flexibilidade exigida para a mesma.

Resumidamente, para realizar a análise sísmica e implementar um sistema de protecção semi-activo na ponte de Monte da Barca, optou-se por alterar os sistemas de apoio da extremidade fixa do tabuleiro, mantendo a localização no distrito de Santarém e o tipo de terreno inicial.

## 6.2 – Resposta Dinâmica Estrutural sem Aplicação do Sistema de Protecção Semi-Activo

Para que seja possível descrever um cenário evolutivo da capacidade do sistema de protecção sísmica a adoptar, é necessário analisar resposta dinâmica da ponte, considerando as suas características dinâmicas. Com o auxílio do programa de cálculo SAP 2000, facilmente se definem as características naturais da estrutura, realizando uma análise modal. A seguinte tabela passa a resumir as respectivas características:

<b>Massa</b>	583.830 [ton]
<b>Frequência Própria</b>	1.268 [Hz]
<b>Rigidez Longitudinal</b>	37067.757 [kN/m]
<b>Factor de Amortecimento Crítico - <math>\xi</math></b>	5%
<b>Coefficiente de Amortecimento - <math>c</math></b>	465.202 [kNs/m]

*Tabela 6.1 – Características Dinâmicas do Modelo Estrutural*

É importante referir que para no 1º modo de vibração, a estrutura apresenta um factor de participação de massa equivalente a 100% para a direcção longitudinal. A este modo de vibração, está uma frequência associada de 1.268Hz, correspondente à frequência própria da estrutura.

### 6.2.1 – Resultados obtidos através do programa de cálculo SAP 2000:

Seguidamente serão apresentados os valores de deslocamento e velocidade máximos referentes à resposta dinâmica da estrutura, obtidos a partir do programa SAP 2000:

<b>SAP 2000</b>			
<b>Acelerograma 1</b>	Deslocamento máximo	0,0651	[m]
	Velocidade máxima	0,4621	[m/s]
<b>Acelerograma 2</b>	Deslocamento máximo	0,0583	[m]
	Velocidade máxima	0,4397	[m/s]
<b>Acelerograma 3</b>	Deslocamento máximo	0,0616	[m]
	Velocidade máxima	0,4693	[m/s]
<b>Acelerograma 4</b>	Deslocamento máximo	0,0581	[m]
	Velocidade máxima	0,4400	[m/s]
<b>Acelerograma 5</b>	Deslocamento máximo	0,0525	[m]
	Velocidade máxima	0,3718	[m/s]
<b>Acelerograma 6</b>	Deslocamento máximo	0,0586	[m]
	Velocidade máxima	0,4348	[m/s]

<b>Acelerograma 7</b>	Deslocamento máximo	0,0544	[m]
	Velocidade máxima	0,3842	[m/s]
<b>Acelerograma 8</b>	Deslocamento máximo	0,0558	[m]
	Velocidade máxima	0,4363	[m/s]
<b>Acelerograma 9</b>	Deslocamento máximo	0,0632	[m]
	Velocidade máxima	0,4950	[m/s]
<b>Acelerograma 10</b>	Deslocamento máximo	0,0563	[m]
	Velocidade máxima	0,4299	[m/s]

*Tabela 6.2 - Resultados Máximos de Resposta Estrutural sem Sistema de Protecção Sísmica – SAP 2000*

### 6.2.2 – Resultados obtidos através do programa de cálculo numérico Matlab:

Os valores de deslocamento e velocidade máximos referentes à resposta dinâmica da estrutura, obtidos a partir do programa *Matlab* são apresentados na tabela seguinte:

<b>Matlab</b>			
<b>Acelerograma 1</b>	Deslocamento máximo	0,0639	[m]
	Velocidade máxima	0,4494	[m/s]
<b>Acelerograma 2</b>	Deslocamento máximo	0,0564	[m]
	Velocidade máxima	0,3588	[m/s]
<b>Acelerograma 3</b>	Deslocamento máximo	0,0631	[m]
	Velocidade máxima	0,4909	[m/s]
<b>Acelerograma 4</b>	Deslocamento máximo	0,0584	[m]
	Velocidade máxima	0,4636	[m/s]
<b>Acelerograma 5</b>	Deslocamento máximo	0,0539	[m]
	Velocidade máxima	0,3667	[m/s]
<b>Acelerograma 6</b>	Deslocamento máximo	0,0572	[m]
	Velocidade máxima	0,4032	[m/s]
<b>Acelerograma 7</b>	Deslocamento máximo	0,0535	[m]
	Velocidade máxima	0,4104	[m/s]
<b>Acelerograma 8</b>	Deslocamento máximo	0,0544	[m]
	Velocidade máxima	0,4213	[m/s]
<b>Acelerograma 9</b>	Deslocamento máximo	0,0640	[m]
	Velocidade máxima	0,4653	[m/s]
<b>Acelerograma 10</b>	Deslocamento máximo	0,0591	[m]
	Velocidade máxima	0,4265	[m/s]

*Tabela 6.3 - Resultados Máximos de Resposta Estrutural sem Sistema de Protecção Sísmica – Matlab*

## 6.3 – Resposta Dinâmica Estrutural com Aplicação do Sistema de Protecção Semi-Activo

Para melhorar o comportamento sísmico da estrutura analisada, instalou-se um sistema de protecção sísmica por forma a minorar a sua resposta dinâmica. O sistema de protecção sísmica utilizado foi o dissipador semi-activo de fluido magneto-reológico, descrito de acordo



com os Capítulos 2 e 5. O funcionamento deste dissipador é definido através de um editor de cálculo numérico apresentado pelo programa *Matlab*.

De acordo com o capítulo anterior, a variável de controlo que apresenta maior eficácia do ponto de vista da redução da resposta da estrutura face a uma acção sísmica é a velocidade. Relativamente ao valor de controlo a adoptar, como visto anteriormente, para valores de controlo próximos do valor espectral, o aparelho torna-se mais eficaz, tornando o controlo através das velocidades altamente recomendável. Para valores de controlo baixos, este tipo de controlo não se torna tão eficiente, mesmo assim apresenta bons resultados.

Todavia, é necessário definir o valor de velocidade espectral para uma frequência igual à frequência própria da estrutura. Logo os valores espectrais são dados por:

Valores espectrais		
aceleração	1.561327	m/s <sup>2</sup>
velocidade	0.195947	m/s
deslocamento	0.024592	m

*Tabela 6.4 - Valores Espectrais para  $f=1.27\text{Hz}$*

Para além do valor de velocidade espectral, é necessário ter em conta a capacidade de amortecimento máxima do amortecedor. Como definido no Capítulo 5, o amortecimento máximo que o dissipador semi-activo de fluido controlável pode apresentar é  $\xi = 20\%$ . No entanto, o valor do factor de amortecimento crítico correspondente ao amortecimento natural do dissipador é 0%.

#### *6.3.1 – Obtenção do Valor de Controlo através de um Método de Dimensionamento*

Para determinar qual o valor de controlo do sistema semi-activo a adoptar, segue-se um método de dimensionamento. Este método consiste na redução do deslocamento máximo da estrutura para que este não ultrapasse-se um determinado nível pré-estabelecido. O método assenta no algoritmo de controlo semi-activo através de velocidades, significando que o valor de controlo a adoptar será uma velocidade.

##### *6.3.1.1 – Passos do Método de Dimensionamento*

Inicialmente é necessário conhecer as características dinâmicas da estrutura, a sua localização em termos de zona sísmica e tipo de terreno, as características do dissipador a utilizar para atenuar os efeitos da acção sísmica e os valores espectrais correspondentes, definidos segundo a *NP EN 1998-1 de 2010*.

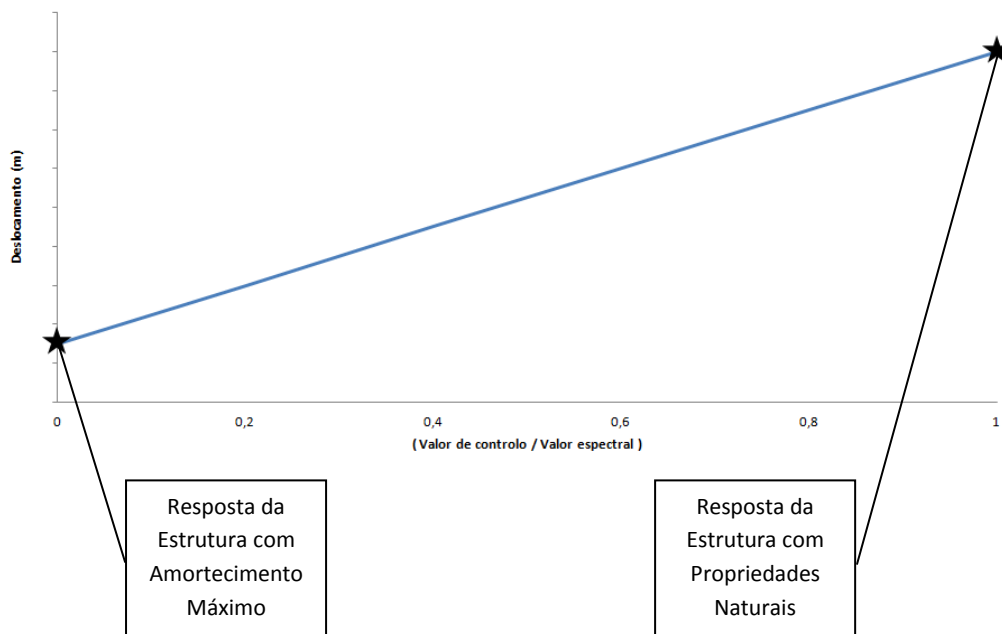
Este método envolve operações de cálculo simples e objectivas. A primeira operação a realizar é o cálculo da resposta da estrutura à acção sísmica, considerando apenas as suas propriedades naturais sem dissipador e sem controlo. O valor de deslocamento máximo obtido nestas condições será inserido directamente num gráfico, correspondente ao valor de abcissa 1. Neste gráfico as abcissas correspondem à relação entre o valor de controlo e o valor espectral da velocidade, enquanto que em ordenadas representa-se os valores de deslocamento. Assim sendo, o valor de abcissa 1 significa que não existiu qualquer valor de controlo, ou seja, a relação entre esse mesmo valor e o valor espectral é máxima.

Este gráfico é muito semelhante aos que foram apresentados no capítulo anterior, apresentando apenas uma diferença correspondente ao valor definido em ordenadas, ou seja,

em vez da relação entre deslocamento máximo obtido e deslocamento espectral da frequência que se considera, apenas se representa o valor do deslocamento máximo obtido.

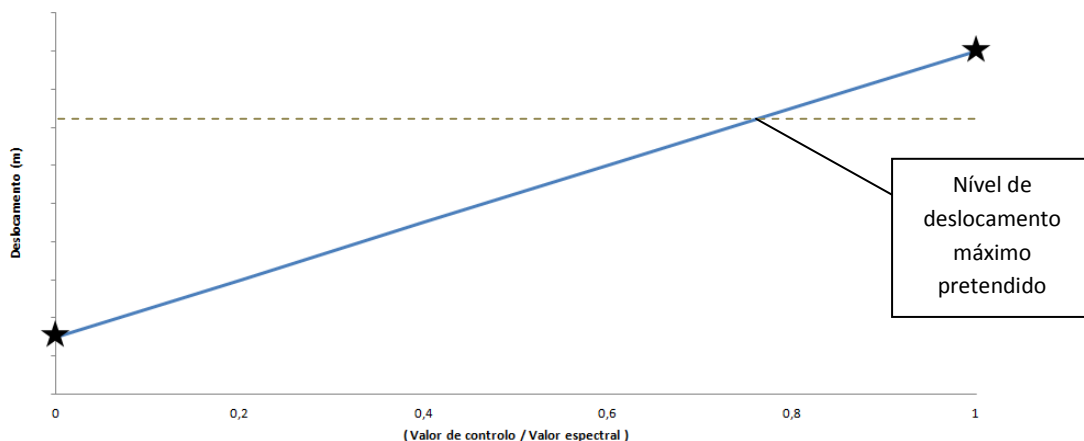
Seguidamente, calcula-se a resposta da estrutura considerando a existência permanente do amortecimento máximo do conjunto (sistema estrutural+dissipador). O valor do deslocamento máximo obtido será novamente inserido no mesmo gráfico, mas como imagem do valor de abscissa 0 (zero), uma vez que corresponde ao controlo máximo, ou seja, considerando o aparelho em funcionamento constante.

Após a identificação destes dois pontos no gráfico, traça-se uma recta a uni-los, como representa a figura seguinte:



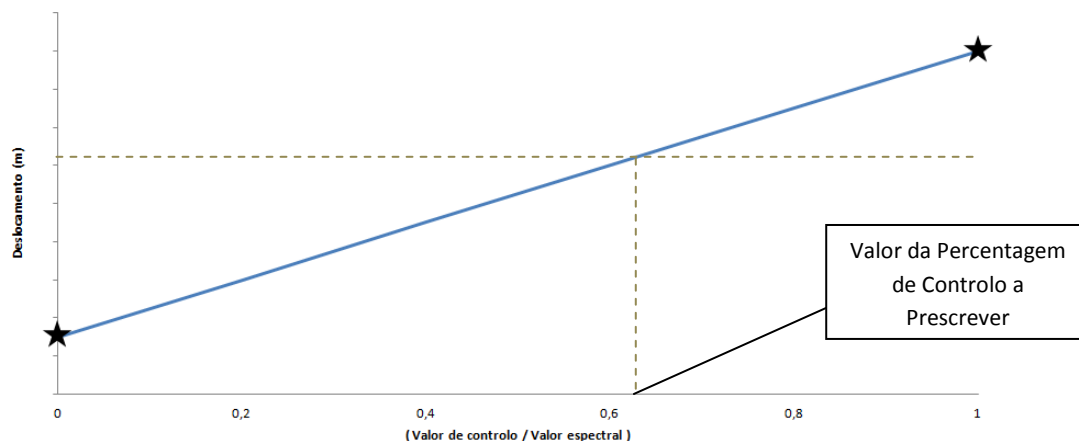
*Figura 6.1 - Método de Dimensionamento - Passo 1, 2 e 3*

Visto que se pretende indicar o valor de controlo a introduzir para que o deslocamento máximo não ultrapasse um valor pré-determinado, por razões estruturais e/ou económicas, assim sendo, desenha-se uma linha horizontal nivelada com o valor de deslocamento máximo pretendido, como mostra a figura seguinte:



*Figura 6.2 - Método de Dimensionamento - Passo 4*

O passo seguinte refere que se trace uma linha vertical que passe pelo ponto onde as duas linhas anteriores se cruzaram, até intersectar o eixo das abcissas. Esta última intersecção indicará a relação entre o valor de controlo que se pretende e a velocidade espectral correspondente à frequência da estrutura.



*Figura 6.3 - Método de Dimensionamento - Passo 5*

Os passos 4 e 5 poderão ser substituídos apenas por um passo. Facilmente se sabe a equação da recta definida pelos passos 1, 2 e 3, assim sendo, partindo desta mesma equação facilmente se define a relação entre o valor de controlo que se pretende e a velocidade espectral correspondente à frequência da estrutura.

Todavia, o valor de controlo é obtido pela multiplicação da percentagem referida pelo valor de velocidade espectral. Este valor de controlo representará a velocidade a partir da qual o aparelho deve ser accionado. Para valores de velocidade inferiores a este valor de controlo, o aparelho será desligado ou permanecerá desligado.

Contudo, é importante verificar se este método se encontra do lado da segurança. Relativamente aos gráficos do capítulo anterior, para o controlo de velocidades, globalmente apresentam uma pequena curvatura de forma aproximadamente côncava ( $\cup$ ), significando que, para o valor de controlo prescrito, o valor de deslocamento máximo obtido será abaixo da linha recta que une os valores extremos.

#### *6.3.1.2 – Aplicação do Método de Dimensionamento*

Para proceder à aplicação do método de dimensionamento atrás descrito, foram tidas em conta as características dinâmicas da estrutura, definidas de acordo com a Tabela 6.1, assim como a sua localização original (Monte da Barca – Santarém).

Relativamente ao aparelho capacitado para dissipar energia, como já foi referido, assume-se um amortecimento mínimo do aparelho de 0% e um amortecimento máximo de 20%.

Considerou-se o acelerograma representado na Figura 6.4, referente à primeira série de acelerações gerada para o tipo de acção sísmica II, que por sua vez corresponde ao deslocamento máximo obtido pela resposta dinâmica da estrutura:

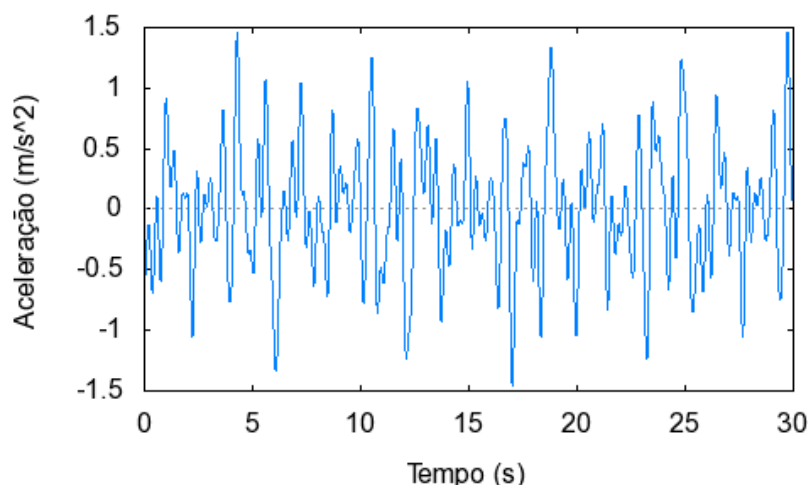


Figura 6.4 - Acelerograma 1 referente à acção sísmica II – Monte da Barca/Santarém

Seguiram-se os seguintes passos:

1º Passo: Cálculo da resposta da estrutura com as suas propriedades naturais (com ausência do dissipador) à acção sísmica.

De acordo com o ponto 6.2.2 deste presente capítulo, é possível obter o deslocamento máximo para a situação de amortecimento de 5%:

$$\xi = 5\% \Rightarrow d_{5\%} = 0.0639\text{ m}$$

2º Passo: Cálculo da resposta da estrutura com o máximo de amortecimento possível (considerando o dissipador sempre em funcionamento) à acção sísmica.

Considerando que o dissipador tem um amortecimento natural nulo e um amortecimento máximo de 20%, significa que o amortecimento máximo que o conjunto estrutura+dissipador pode atingir é 25%. Pelo programa *Matlab*, para esta situação de amortecimento, o deslocamento máximo vem dado por:

$$\xi = 25\% \Rightarrow d_{25\%} = 0.0292\text{ m}$$

3º Passo: Unir os dois pontos extremos determinados nos 1º e 2º passos num gráfico deslocamento versus percentagem de controlo.

É indiferente colocar-se em ordenadas deslocamento ou a relação entre deslocamento e deslocamento espectral, no entanto, torna-se mais imediato de analisar a primeira situação. O ponto determinado no 1º Passo corresponde ao valor 1 de abcissa, ou seja, ao máximo da relação entre o valor de controlo e a velocidade espectral (situação sem controlo). O ponto obtido no 2º Passo corresponde ao valor 0 de abcissa, visto que se pretende que o aparelho semi-activo fique sempre ligado durante toda a duração da solicitação. Mais a frente, na Figura y, mostram-se os pontos (1;0.0639) e (0;0.0292), assim como a linha que os liga.

4º Passo: Traçar a linha do deslocamento a não ultrapassar.

Para evitar possíveis danos estruturais que possam advir da resposta dinâmica da estrutura face à acção sísmica, limitou-se o deslocamento máximo admissível a um valor abaixo do limite das juntas de dilatação, ou seja, abaixo de 0.05m. Assim sendo, admitiu-se um deslocamento máximo dado por:

$$d_{\max} = 70\% d_{5\%} \Rightarrow d_{\max} = 0.70 \times 0.0639 = 0.04473 \text{ m}$$

A percentagem adoptada exprime a necessidade de adoptar um valor de deslocamento máximo abaixo do permitido pelas juntas de dilatação, garantido assim, um nível “confortável” de segurança estrutural.

Traça-se então uma linha ao nível de  $d_{\max}$  no gráfico definido na Figura 6.5.

5º Passo: Determinação da percentagem de controlo.

Considerando a intersecção da linha definida no 3º Passo com a linha do 4º Passo, traça-se agora uma linha vertical, fazendo-a passar pela respectiva intersecção. Esta ultima linha vertical irá apontar para a relação do valor de controlo com a velocidade espectral. Para obter o valor de controlo a prescrever basta multiplicar o valor obtido pela referida velocidade espectral. Para este caso, consoante as características da estrutura analisada, características do dissipador e nível máximo de deslocamento a não transgredir, obteve-se uma velocidade de controlo correspondente a 45% da velocidade espectral, como está definido na Figura 6.5.

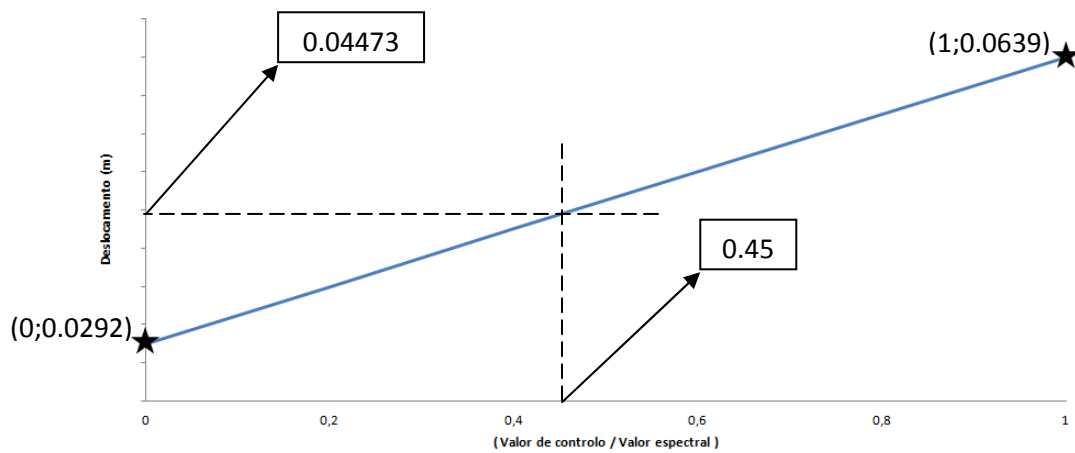


Figura 6.5 - Aplicação do Método de Dimensionamento

Alternativamente, todos estes passos poderiam ter sido traduzidos por uma equação, sendo o valor de controlo dado pela seguinte expressão:

$$d_{\max} = \frac{d_{5\%} - d_{25\%}}{1 - 0} \times \frac{v_{\text{controlo}}}{v_{sp}} + d_{25\%} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow v_{\text{controlo}} = \frac{d_{\max} - d_{25\%}}{d_{5\%} - d_{25\%}} \times v_{sp}$$

Equação 6.1

em que,

$d_{\max}$  - deslocamento máximo admitido para a estrutura;

$d_{5\%}$  - deslocamento máximo sofrido pela estrutura quando sujeita à série de acelerações, considerando apenas as suas características naturais (ausência de dissipador);

$d_{25\%}$  - deslocamento máximo sofrido pela estrutura quando sujeita à série de acelerações, considerando o amortecimento máximo do sistema estrutura+dissipador (neste caso 25%);

$v_{sp}$  - velocidade espectral;

Seguidamente apresentar-se-ão os resultados que têm em consideração a aplicação do método de dimensionamento para definir o valor da velocidade de controlo.

Resumidamente, o método de dimensionamento aqui definido é válido para estruturas que sejam assimiláveis a osciladores de 1 grau de liberdade e cujo controlo semi-activo obedeça aos critérios do algoritmo desenvolvido. O método permite a determinação do valor de controlo a introduzir no sistema de controlo semi-activo com amortecimento variável. A definição do valor de controlo pode ser feita de um modo gráfico ou através da equação apresentada.

### 6.3.2 – Resultados

Com a aplicação do método de dimensionamento, determinou-se o valor de velocidade de controlo, correspondente a 0.0876m/s, ou seja, cerca de 45% do valor espectral. Para percentagens superiores o aparelho tinha capacidade de minorar a resposta dinâmica da estrutura, no entanto, não era suficiente para evitar prováveis danos estruturais, visto ter-se limitado o factor de amortecimento crítico do aparelho a 20%. Contudo, foi necessário descer essa percentagem até chegar a valores consideravelmente bons. Seguidamente apresenta-se os resultados para o valor de velocidade de controlo escolhido:

<b>Resultados com Sistema Semi-Activo - Controlo de Velocidade</b>			
<b>Acelerograma 1</b>	Deslocamento máximo	0,0306	[m]
	Velocidade máxima	0,2271	[m/s]
<b>Acelerograma 2</b>	Deslocamento máximo	0,0293	[m]
	Velocidade máxima	0,1766	[m/s]
<b>Acelerograma 3</b>	Deslocamento máximo	0,0275	[m]
	Velocidade máxima	0,1655	[m/s]
<b>Acelerograma 4</b>	Deslocamento máximo	0,0304	[m]
	Velocidade máxima	0,1954	[m/s]
<b>Acelerograma 5</b>	Deslocamento máximo	0,0247	[m]
	Velocidade máxima	0,1745	[m/s]
<b>Acelerograma 6</b>	Deslocamento máximo	0,0302	[m]
	Velocidade máxima	0,2031	[m/s]
<b>Acelerograma 7</b>	Deslocamento máximo	0,0287	[m]
	Velocidade máxima	0,2007	[m/s]
<b>Acelerograma 8</b>	Deslocamento máximo	0,0289	[m]
	Velocidade máxima	0,2125	[m/s]
<b>Acelerograma 9</b>	Deslocamento máximo	0,0273	[m]
	Velocidade máxima	0,2045	[m/s]
<b>Acelerograma 10</b>	Deslocamento máximo	0,0349	[m]
	Velocidade máxima	0,2231	[m/s]

*Tabela 6.5 - Resultados Máximos de Resposta Estrutural com Sistema de Protecção Sísmica (Velocidade como Variável de Controlo) – Matlab*

Para a frequência da estrutura, de 1.27Hz, tem-se uma velocidade espectral para a acção sísmica em questão, de 0.195947m/s. Para uma percentagem de controlo de 45%, tem-se o valor de controlo definido por:

$$v_{controlo} = 0.45 \times v_{espectral} = 0.088m / s$$

Introduzindo este valor no algoritmo desenvolvido bem como as características do oscilador de 1 grau de liberdade que representa a ponte de Monte da Barca, obtém-se o deslocamento máximo de 0.0349m, que é menor que o máximo que não se pretendia ultrapassar (0.04473m), confirmando-se que o método de dimensionamento utilizado para determinar o valor de controlo encontra-se pelo lado da segurança.

## 6.4 – Análise de Resultados

Para a situação sem controlo semi-activo, comparou-se resultados obtidos pelo programa SAP 2000 e *Matlab*, verificando qual o erro relativo que existe entre a análise do modelo tridimensional e a sua simplificação através de um sistema com 1 grau de liberdade. Assim sendo, a tabela seguinte define os erros relativos entre ambos os métodos, associados aos valores máximos das variáveis cinemáticas deslocamento e velocidade, obtidas para cada acelerograma:

<b>Erro relativo - Matlab vs SAP 2000</b>			
<b>Acelerograma 1</b>	Deslocamento máximo	1,9	%
	Velocidade máxima	2,8	%
<b>Acelerograma 2</b>	Deslocamento máximo	3,4	%
	Velocidade máxima	22,5	%
<b>Acelerograma 3</b>	Deslocamento máximo	2,4	%
	Velocidade máxima	4,4	%
<b>Acelerograma 4</b>	Deslocamento máximo	0,5	%
	Velocidade máxima	5,1	%
<b>Acelerograma 5</b>	Deslocamento máximo	2,6	%
	Velocidade máxima	1,4	%
<b>Acelerograma 6</b>	Deslocamento máximo	2,4	%
	Velocidade máxima	7,8	%
<b>Acelerograma 7</b>	Deslocamento máximo	1,7	%
	Velocidade máxima	6,4	%
<b>Acelerograma 8</b>	Deslocamento máximo	2,6	%
	Velocidade máxima	3,6	%
<b>Acelerograma 9</b>	Deslocamento máximo	1,2	%
	Velocidade máxima	6,4	%
<b>Acelerograma 10</b>	Deslocamento máximo	4,7	%
	Velocidade máxima	0,8	%
<b>Média</b>	<b>Deslocamento máximo</b>	<b>2,3</b>	<b>%</b>
	<b>Velocidade máxima</b>	<b>6,1</b>	<b>%</b>

*Tabela 6.6 - Erro relativo entre métodos de análise de resposta – Matlab vs SAP 2000*

Analisando a tabela anterior, verifica-se que o erro relativo entre os valores máximos de resposta, obtidos pelos dois métodos de análise dinâmica utilizados, é aceitável, garantindo uma fiabilidade no modelo simplificado de 1 grau de liberdade definido em *Matlab*. Significa que o modelo de 1 grau de liberdade assemelha-se bastante ao modelo tridimensional com “N” graus de liberdade. Assim sendo, os valores obtidos a partir algoritmos de controlo definido no programa de cálculo numérico *Matlab* são fiáveis.

A Tabela 6.7 apresenta as percentagens de redução dos deslocamentos e velocidades máximas, considerando a comparação entre a resposta da estrutura sem sistema de controlo semi-activo e com sistema de controlo semi-activo.

<b>Redução dos Valores de Resposta</b>			
<b>Acclerograma 1</b>	Deslocamento máximo	47,9	%
	Velocidade máxima	50,5	%
<b>Acclerograma 2</b>	Deslocamento máximo	52,0	%
	Velocidade máxima	49,2	%
<b>Acclerograma 3</b>	Deslocamento máximo	43,6	%
	Velocidade máxima	33,7	%
<b>Acclerograma 4</b>	Deslocamento máximo	52,1	%
	Velocidade máxima	42,1	%
<b>Acclerograma 5</b>	Deslocamento máximo	45,8	%
	Velocidade máxima	47,6	%
<b>Acclerograma 6</b>	Deslocamento máximo	52,8	%
	Velocidade máxima	50,4	%
<b>Acclerograma 7</b>	Deslocamento máximo	53,6	%
	Velocidade máxima	48,9	%
<b>Acclerograma 8</b>	Deslocamento máximo	53,1	%
	Velocidade máxima	50,4	%
<b>Acclerograma 9</b>	Deslocamento máximo	42,7	%
	Velocidade máxima	44,0	%
<b>Acclerograma 10</b>	Deslocamento máximo	59,1	%
	Velocidade máxima	52,3	%
<b>Média</b>	<b>Deslocamento máximo</b>	<b>50,3</b>	<b>%</b>
	<b>Velocidade máxima</b>	<b>46,9</b>	<b>%</b>

*Tabela 6.7 – Redução dos Valores Máximos de Resposta*

Relativamente ao Sistema de Protecção Semi-Activo adoptado, verifica-se que se trata de um sistema bastante eficiente, podendo reduzir o valor de deslocamento máximo em cerca de 50%.

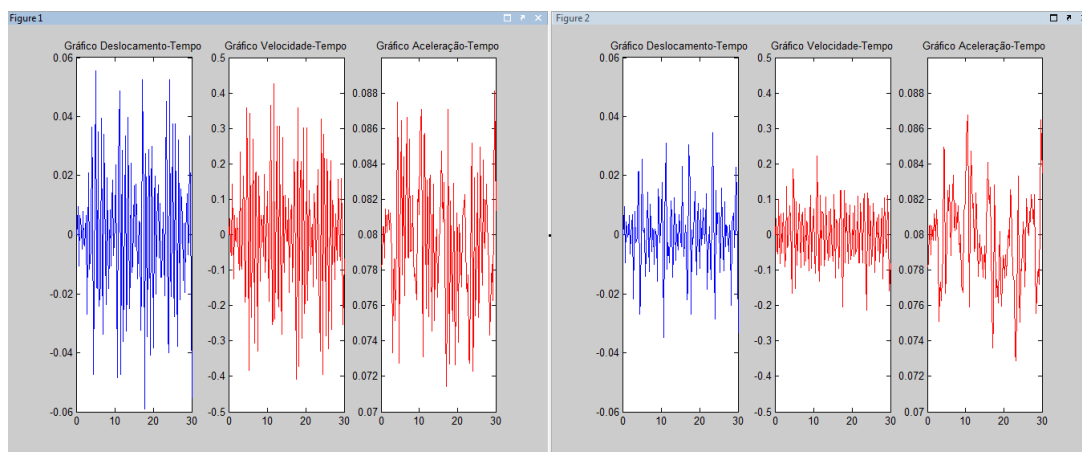
No que diz respeito á energia consumida pelo aparelho, quanto menor o valor da velocidade de controlo, relativamente á velocidade espectral, maior deverá ser a energia consumida, visto que o aparelho poderá estar ligado durante muito mais tempo relativamente á situação do valor de controlo estar mais próximo do valor espectral. Por este facto, considera-se que a percentagem do valor espectral definida através do método de dimensionamento é o mais ajustável para salvaguardar possíveis danos estruturais durante a actuação de um sismo, garantido contudo, o menor gasto de energia possível.

Para aumentar as percentagens de controlo relativamente aos valores espectrais, seria necessário que o aparelho apresentasse um factor de amortecimento crítico bastante superior



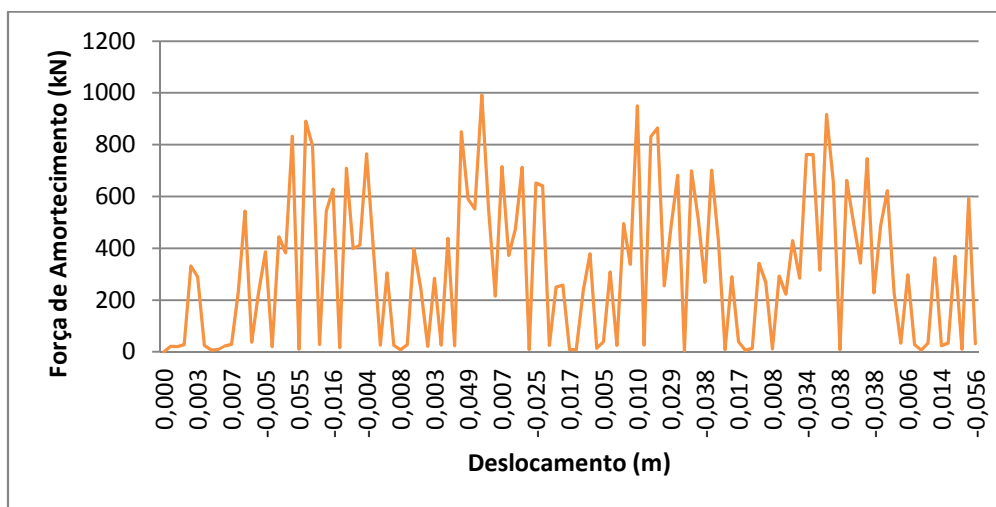
a 20%. Nesse caso seria bem patente, considerando a situação de controlo através de velocidades, que para pequenas reduções no valor de controlo, a redução que ocorre no valor máximo das variáveis cinemáticas (deslocamento e velocidade) torna-se significativa.

Seguidamente, apresenta-se a Figura 6.6 que ilustra a capacidade que este tipo de sistema de protecção sísmica semi-activo tem em amortecer a resposta dinâmica de uma estrutura face a uma acção sísmica. À esquerda encontra-se representado graficamente a resposta da estrutura, ao longo do tempo de ocorrência da acção dinâmica, sem qualquer tipo de sistema de protecção sísmica. À direita apresenta-se a situação de resposta da estrutura, considerando que existe um sistema de protecção sísmica instalado, mais propriamente o sistema de controlo semi-activo através de velocidades.



*Figura 6.6 - Resposta Dinâmica da Estrutura sem Controlo Semi-Activo e com Controlo Semi-Activo – Acelerograma 10*

Por fim, a Figura 6.7 demonstra o diagrama distributivo que traduz a relação Força-Deslocamento, relativo à mesma solicitação sísmica associada aos resultados patentes na Figura 6.6. Este diagrama dá uma boa projecção da capacidade de amortecimento do mecanismo de dissipação a actuar em paralelo com a estrutura. Nesta figura verifica-se picos mais elevados de força de amortecimento que representam os momentos em que o dissipador semi-activo está ligado, garantindo assim uma maior capacidade de dissipação energética relativamente aos momentos em que o dissipador se encontra desligado (pontos correspondentes aos valores de Força de Amortecimento mais baixos).



*Figura 6.7 – Diagrama Força-Deslocamento ao longo do período de ocorrência da acção sísmica – Acelerograma 10*

## **7 – Conclusões Finais e Sugestões para Trabalhos Futuros**

### **7.1 – Pesquisa Realizada**

No contexto desta dissertação analisaram-se algoritmos de controlo semi-activo com amortecimento variável. Para além disso, definiu-se uma estratégia para verificar qual a variável de controlo a utilizar no algoritmo desenvolvido para controlo semi-activo, com amortecimento variável.

A pesquisa feita para este trabalho envolveu uma recolha de informação a nível internacional para conhecer os sistemas de protecção sísmica existentes na actualidade. Depois dividiu-se esses mesmos sistemas em categorias que reunissem as características identificadoras desses sistemas, escolhendo um sistema para utilizar na análise do modelo estrutural. Em seguida procurou-se por pontes e viadutos existentes em Portugal, alvo de reabilitação, por forma a analisar o seu comportamento sísmico. Depois desenvolveu-se a caracterização da acção sísmica e a forma como ela seria considerada nesta dissertação. Posteriormente analisaram-se as respostas de osciladores de 1 grau de liberdade com sistemas de protecção semi-activa, propondo algoritmos de controlo e correlacionando com a análise tridimensional da estrutura estudada. Por fim, verificou-se a eficiência do dispositivo de protecção sísmica escolhido. Em cada um dos capítulos foram alcançadas determinadas conclusões com os resultados do trabalho realizado. Neste capítulo será resumido e realçado aquelas que foram consideradas mais importantes.

### **7.2 – Conclusões**

Existem vários tipos de sistemas de protecção sísmica, apresentando características particulares que os distinguem uns dos outros. Os aparelhos de protecção passiva são os que têm maior aplicação internacionalmente, visto ser um tipo de sistema que existe há mais tempo, e que apresenta a característica de ser pouco dispendioso de implantar. Dentro dos sistemas passivos, existe variados tipos de aplicações, o que possibilita a sua utilização em diferentes situações. Os sistemas activos começaram a ser aplicados em zonas com uma elevada sismicidade, onde os sismos que ocorrem são frequentes e de intensidades altas, como no Japão e na Califórnia, nos Estados Unidos da América. Apesar de serem sistemas bastante dispendiosos, são ao mesmo tempo extremamente eficientes, uma vez que com o controlo é feito a cada incremento infinitesimal de tempo que possibilita a introdução de forças na estrutura que anulem ou minimizem os efeitos da acção sísmica, evitando com isto a existência de danos estruturais durante a resposta dinâmica de uma estrutura face á acção de um sismo (Oliveira, C.; 2003).

O comportamento do sistema semi-activo pode explicar-se como um sistema passivo com propriedades variáveis. No entanto, o efeito deste tipo de sistemas na resposta da estrutura supera os aparelho puramente passivo, podendo atingir desempenhos comparáveis com sistemas activos, sem necessidade de grandes custo de instalação e manutenção.

Nesta dissertação foram estudados três tipos de algoritmos associados a um sistema semi-activo com variação do amortecimento, controlando a viscosidade do fluido. Uma vez implementados em Portugal, foi necessário analisá-los para séries de aceleração semelhantes a sismos possíveis de ocorrer no território nacional. Deste modo, recorreu-se à definição da acção sísmica através da *NP EN 1998-1 2010*.

Relativamente ao algoritmo de controlo semi-activo com fluido magneto-reológico, estudou-se o controlo de 3 variáveis em separado: deslocamento, velocidade e aceleração. O algoritmo de controlo utilizado foi do tipo ON-OFF. Para cada uma das variáveis o controlo consistiu em ligar o aparelho sempre que a variável de controlo ultrapassava o valor de controlo. O aparelho desligava-se sempre que a variável de controlo era menor que o valor de controlo. Estudou-se cada algoritmo de controlo para osciladores de 1 grau de liberdade, com massa unitária e para a frequências de 1.27Hz, correspondente à frequência fundamental da ponte de Monte da Barca.

Os resultados obtidos pela actuação de acelerogramas associados a uma localização definida, foram analisados graficamente, permitindo tirar conclusões sobre o funcionamento e eficácia dos algoritmos de controlo testados. Os gráficos construídos representam pares de valores em que as abcissas se referem à relação entre valor de controlo e valor espectral da variável de controlo e em ordenadas tem-se um valor proporcional à respectiva variável máxima obtida com o processamento do algoritmo de controlo. A forma da curvatura desenvolvida pela linha que une os resultados obtidos para os vários valores de controlo, para a frequência em causa, varia de tipo de controlo para tipo de controlo. Para os controlos através de deslocamentos, a curvatura das linhas das frequências assume uma forma convexa. Para o controlo das velocidades, esta curvatura é côncava. A forma côncava define uma maior eficiência, porque permite uma mais rápida redução dos valores máximos da resposta. O controlo através de acelerações não é aconselhável, principalmente devido ao facto dos valores de acelerações introduzidas pelos acelerogramas na estrutura, são altamente variáveis ao longo do tempo, para além de se verificar que a resposta dinâmica da estrutura é insensível a este tipo de controlo semi-activo.

Relativamente aos tipos de controlo semi-activo com variação de amortecimento estudados, fez-se a comparação energética, entre o controlo através de deslocamentos e o controlo através de velocidades, verificando-se que ambos os tipos de controlo dissipam a mesma quantidade de energia, aproximadamente. É importante que a quantidade de energia dissipada pelo sistema de protecção sísmica seja considerável, evitando que a restante energia transferida à estrutura pela acção dinâmica, se liberte à custa de danos estruturais. O sistema de controlo através de deslocamentos tem tendência a consumir mais energia, relativamente ao controlo através de velocidades, devido ao facto de estar ligado durante mais tempo. Desta forma, recomenda-se o controlo através de velocidades, dentro dos algoritmos estudados para controlo semi-activo com fluido magneto-reológico, garantindo assim um melhor desempenho.

Relativamente à comparação entre representações estruturais, concluiu-se que o modelo tridimensional comparado com o modelo definido apenas por 1 grau de liberdade, apresentam valores de resposta dinâmica bastante semelhantes. Significa então que os resultados obtidos são fiáveis e estão do lado da segurança, permitindo analisar somente o sistema estrutural representado por 1 grau de liberdade.

Definiu-se um método de dimensionamento aplicável em estruturas que sejam assimiláveis a osciladores de 1 grau de liberdade e cujo controlo semi-activo siga o algoritmo desenvolvido para a variação do amortecimento através do controlo de velocidades.

O método consiste numa sucessão de passos simples, facilmente executáveis para dimensionamento de um valor de controlo. A metodologia desenvolvida foi testada com um modelo de um viaduto, tendo-se concluído que os resultados obtidos estão do lado da segurança, permitindo a prescrição de valores de controlo adequados ao controlo de deslocamentos em estruturas correspondentes a um oscilador com 1 grau de liberdade.

### **7.3 – Sugestões para Trabalhos Futuros**

Seguidamente serão deixadas sugestões para desenvolvimentos futuros seguindo a mesma linha de investigação aqui iniciada.

Um sistema semi-activo está completamente dependente da capacidade de processamento de dados do seu respectivo algoritmo, isto é, no critério que define a altura em que o sistema deve ser accionado ou desligado. Para explorar um pouco mais o potencial deste tipo de sistemas, são muitos os caminhos que se podem seguir para definir um algoritmo de controlo. A combinação de variáveis, a utilização de um algoritmo com variação contínua, de forma a diminuir ao máximo o incremento de calculo, a implementação de aparelhos de controlo semi-activo que permitam o controlo eficiente de estruturas com vários graus de liberdade, seriam caminhos interessantes para serem explorados.

A análise de vários tipos de algoritmos em termos energéticos é uma ideia bastante interessante, prevendo possíveis alterações de forma a atingir um maior rendimento. Para além

da energia dissipada e consumida, poder-se-ia fazer uma análise comparativa entre algoritmos relativamente ao amortecimento global do sistema estrutural por forma a reduzir a resposta à acção sísmica.

Uma vez que a frequência fundamental de uma estrutura dita o seu comportamento dinâmico face a uma acção sísmica, nomeadamente define o seu nível de flexibilidade ou rigidez na direcção de actuação da acção, seria interessante estudar o comportamento destes tipos de controlo semi-activo, para uma vasta gama de frequências, comparando resultados e identificando situações desaconselháveis para a sua utilização.

São apenas algumas sugestões para trabalhos futuros.



## **Bibliografia**

### *Referências Escritas*

**Abreu, J.; 2007** – “Análise Comparativa de Soluções de Sistemas de Isolamento Sísmico em Pontes”, Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Portugal, 2007

**Azevedo, J. e Guerreiro, L.; 1994** – Isolamento de Base em Estruturas Sujeitas à Acção Sísmica, Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas nº38, LNEC, Lisboa.

**Buckle, I.; 2000** – “Passive Control of Structures for Seismic Loads”, 12th World Conference on Earthquake Engineering, #2825, Auckland, New Zealand, 2000.

**Caetano, E.; 2007** – “Cable Vibrations in Cable-Stayed Bridges”, Structural Engineering Documents, IABSE.

**Chopra, A. K.; 2001** – “Dynamics of Structures – Theory and Applications to Earthquake Engineering – Second Edition”, Prentice Hall, 2001.

**Correia, M. J., P. A. A. Reis, J. C. Nunes e V.S. Moreira; 1992** – “A sismicidade histórica dos Açores e o sismo de 1 de Janeiro de 1980”, Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica, Lisboa, 1992.

**Correia et al.; 1992** - A sismicidade histórica dos Açores e o sismo de 1 de Janeiro de 1980, Monografia “10 anos após o sismo dos Açores de 1 de Janeiro de 1980”, vol. 1 ,in: C.S. Oliveira, A.E. Lucas, J.C. Guedes, Editors Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1992.

**DesRoches, R., Smith, B.; 2003** – “Shape Memory Alloys in Seismic Resistant Design and Retrofit: A Critical Review of the State of the Art, Potential and Limitations”, School of Civil & Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, USA, 2003

**Dolce, M, Marnetto, R.; 2000** – “Passive Seismic Devices based on Shape Memory Alloys”, 12th World Conference on Earthquake Engineering, #2386, Auckland, New Zealand, 2000.

**Dormand, J. R., P. J. Prince; 1980** – "A family of embedded Runge-Kutta formulae," J. Comp. Appl. Math., Vol. 6, 1980, pp 19-26.

**Dusi, A., Marioni, A., Nicolini, G.; 2003** - “Seismic retrofit of existing buildings: an example of base isolation application” *Concrete Structures in Seismic Regions*, FIP Symposium, Athens, 2003.

**Eurocódigo 1 (NP EN 1991-1-1 2009) – Parte 1-1; 2009** - “Eurocódigo 1: Acções em Estruturas - Parte 1-1: Acções Gerais, Pesos Volúmicos, Pesos Próprios, Sobrecargas em Edifícios” – Dezembro 2009, CEN, European Committee for Standardization

**Eurocódigo 2 (NP EN 1992-1-1 2010) – Parte 1-1; 2010** - “Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão - Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios” – Março 2010, CEN, European Committee for Standardization

**Eurocódigo 8 (NP EN 1998-1 2010) – Parte 1; 2010** - “Eurocódigo 8: Projecto de Estruturas para Resistência aos Sismos - Parte 1: Regras Gerais, Acções Sísmicas e Regras para Edifícios” – Março 2010, CEN, European Committee for Standardization

**Eurocódigo 8 – Parte 2; 1994** - “Eurocode 8 – Structures in Seismic Regions – Design – Part 2: Bridges”- Draft - March 1994, CEN, European Committee for Standardization

**Fujino, Y.; 2002** – “Vibration, Control and Monitoring of Long-span Bridges - Recent Research Developments and Practice in Japan”, Journal of Constructional Steel Research, No.58 pp.71-97.

**Gomes, A., Virtuoso, F., Silva, A., Rodrigues, N.; 2005** – “Ponte de Monte da Barca – Projecto de Reabilitação e Beneficiação – Projecto de execução”, EP - Estradas de Portugal, 2005

**Guerreiro, L.; 1996** – “Isolamento Sísmico de Edifícios”, Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Portugal, 1996

**Guerreiro, L.; 1998** – “Espectros de Resposta Lineares”, Relatório IC/IST DT 12/98, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, 1998

**Guerreiro, L.; 2006** – “*Isolamento de Base – Uma nova tecnologia de protecção sísmica*”, Seminário na Ordem dos Engenheiros, Lisboa, Portugal, 25 de Janeiro de 2006.

**Guerreiro, L.; 2006** – “*Isolamento de Base*”, Textos de Apoio ao Mestrado de Engenharia de Estruturas do Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, Abril de 2006.

**Guerreiro, L.; 2006** – “*Sistemas de Dissipação de Energia*”, Textos de Apoio ao Mestrado de Engenharia de Estruturas do Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, Maio de 2006.

**Guerreiro, L.; 2011** – “*Acção Sísmica*”, Textos de Apoio ao Mestrado de Engenharia de Estruturas do Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, Fevereiro de 2011.

**Guerreiro, L., Azevedo, J., Virtuoso, F.; 1998** – “Use of Paraseismic Dissipative Devices in Viaducts”, 11th European Conference on Earthquake Engineering (CD-Rom), Balkema, Rotterdam, 1998.

**Guerreiro, L., Craveiro, A., Branco, M.; 2007** – “A utilização de sistemas de Protecção Passiva na Reabilitação de Estruturas”, CMNE/CILAMCE, Porto, Portugal, 2007.

**Hart, C.G. and Wong, K.; 2000** – “Structural Dynamics for Structural Engineers”, John Wiley & Sons. Inc, New York, 2000.

**Kobori, T.; 2002** – “Past, Present and Future in Seismic Response Control in Civil Engineering Structures”, 3rd World Conference on Structural Control, vol.1, pp. 9-14.

**Mahmoodi, P.; 1972** – “Structural Dampers”, Journal of Structural Engineering, ASCE, nº96, pp. 1661-1672.

**Moutinho, C.; 2007** – “Controlo De Vibrações em Estruturas de Engenharia Civil”, Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 2007

**Nishitani, A., Nitta, Y., Ishibashi, Y.; 2000** – “Structural Control Based on Semi-Active Variable Friction Dampers”, 12th World Conference on Earthquake Engineering, #1909, Auckland, New Zealand, 2000.

**Occhiuzzi, A., Serino, G.; 1996** – “Energy Criteria for Application and Use of Active Switching Control Devices”, Proceedings of the First European conference on Structural Control, p.475, Barcelona, Espanha, 1996

**Oliveira, C.; 2003** – “Sistemas Semi-Activos de Protecção Sísmica de Pontes”, Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Portugal, 2003

**Palazzo, B., Petti, L.; 2002** – “Optimal Semi-Active Control of Based Isolated Systems”, 12th European Conference on Earthquake Engineering, #788, London, United Kingdom, 2002.

**Pereira, J.; 1974** – Métodos Probabilísticos em Engenharia Sísmica, Memória nº 442 – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1974.

**Pranesh, M., Sinha, R.; 2000** – “Aseismic Design of Tall structures using Variable Frequency Pendulum Oscillator”, 12th World Conference on Earthquake Engineering, #0284, Auckland, New Zealand, 2000.



**REBAP; 2011** - “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado”, Decreto-lei n.º349-C/83, de 30 de Julho, Porto Editora, Porto, Edição de 2011

**Rosa P., da Silva C., Martins P., Valentino M.; 2011** – “Avaliação do Comportamento Mecânico do UNS L51120 para diferentes Velocidades de Deformação em Operações de Forjamento”, 6th Congresso Brasileiro de Engenharia de Fabricação, Caxias do Sul, Brasil, 2011.

**Ruangrassamee, A., Kawashima, K.; 2002** – “Semi-Active Control of Bridges with Use of Magnetorheological Damper”, 12th European Conference on Earthquake Engineering, #171, London, United Kingdom, 2002.

**Scholl, R; 1990** – “Improve the Earthquake Performance of Structures with Added Damping and Stiffness Elements”, Proceedings of the fourth US National Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3, California.

**Schwartz, C.; Maben, E.; 1996** – “On-Off Minimum Energy Control of Structures”, Proceedings of the First European Conference on Structural Control, p.527, Barcelona, Espanha, 1996

**Serino, G., Spizzuoco, M.; 2002** – “About the Design of Passive and Semi-Active MR Dampers for Seismic Protection of Buildings”, 12th European Conference on Earthquake Engineering, #709, London, United Kingdom, 2002.

**Soda, S., Iwata, N.; 2000** – “Seismic Design of Low to Mid-Rise Building with a Soft First Storey subject to Semi-Active Viscous Damping Control”, 12th World Conference on Earthquake Engineering, #1728, Auckland, New Zealand, 2000.

**Sólnes, J.; 1997** - “Stochastic Processes and Random Vibrations” - John Wiley & Sons, Chichester, 1997.

**Soong, T.; Dargush, G.; 1997** – “Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering”, John Wiley & Sons.

**Soong, T. T., Spencer Jr., B. F.; 2000** – “Active, Semi-Active and Hybrid Control of Structures”, 12th World Conference on Earthquake Engineering, #2834, Auckland, New Zealand, 2000.

**Soong, T. T., Spencer Jr., B. F.; 2002** – “Supplemental Energy Dissipation: State-of-the- Art and State-of-the-Pratice”, J. Engineering Structures 24, p243-259, 2002.

**Speicher, M., Hodgson, D., DesRoches, R., Leon, R. T.; 2009** – “Shape Memory Alloy Tension/Compression Device for Seismic Retrofit of Buildings,” *Journal of Engineering Materials and Performance*, Vol. 18, No. 5-6, pp. 746-753, August, 2009

**Villaverde, R.; 1985** – “Reduction in Seismic Response With Heavily-Damped Vibration Absorbers”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 13, pp.33-42.

**Wang, Y; 2002** – “Fundamentals of Seismic Base Isolation”, International Training Program for Seismic Design of Structures, National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE).

**Wilson, E.L.; 2002** – “Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures”, Computers and Structures Inc., Berkeley, U.S.A., 2002.

**Xinghua, Y.; 2000** – “Model and Analysis of Variable Stiffness Semi-Active Control System”, 12th World Conference on Earthquake Engineering, #1516, Auckland, New Zealand, 2000.

**Xinghua, Y.; 2000** – “Model and Analysis of Variable Stiffness Semi-active Control System”, 12th World Conference on Earthquake Engineering, #1516, Auckland, New Zealand, 2000.

### *Referências de Internet*

**ACTIMAT; 2009** - “Materiales Inteligentes sensores y actuadores aplicados a estructuras y procesos inteligentes”, Universidades y Centros Tecnológicos del País Vasco, 2002

<http://www.actimat.es/web/magnetoreologicos.asp> (Consultado em Setembro de 2011)

**ALGA S.p.a.; 1969** - Milano - Italy.

[www.alga.it](http://www.alga.it) (Consultado em Setembro de 2011)

**Damptech; 2001** - Damptech - Technical University of Denmark, Denmark; 2001

<http://www.damptech.com>

**Earthquake Protection Systems, Inc.; 2002** - Earthquake Protection Systems, Inc., California, USA, 2002

<http://www.earthquakeprotection.com/>

**Kozak Collection; 1998** - NISEE - National Information Service for Earthquake Engineering, University of California, Berkeley, USA, 1998

[http://nisee.berkeley.edu/visual\\_resources/](http://nisee.berkeley.edu/visual_resources/)

**LORD Corporation; 1995** - LORD Far East, Inc., Nakadate Chuo-shi, Japan

<http://www.lord.com/>

**NESDE; 2005** – “Sismicidade e tectónica em Portugal”, LNEC - Departamento de Estruturas, Lisboa, 2005

<http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/tectonica.html>

**Pall Dynamics Limited; 2002** - Pall Dynamics Limited, Montreal, Canada, 2002

<http://www.palldynamics.com>

**Pet Civil – UFJF; 2011** – Programa de Educação Tutorial da Engenharia Civil da UFJF

<http://petcivilufjf.wordpress.com/2011/03/29/>

**Rubberflex Produtos Técnicos de Borracha Ltda; 1953** - Petrópolis, Estado do Rio de Janeiro, 1953

<http://www.rubberflex.com.br/index.php>

**Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica (SPES); 1973** – LNEC - Av.do Brasil, Lisboa

<http://sites.google.com/site/spessismica/home>

**Taylor Devices, Inc; 2000** - Taylor Devices, Inc., NY, USA

<http://www.taylordevices.com>

**Wilson, Ihrig & Associates, Inc ; 1998** - Wilson, Ihrig & Associates, Inc. (WIA), Oakland, California, 1998

<http://www.wiai.com>



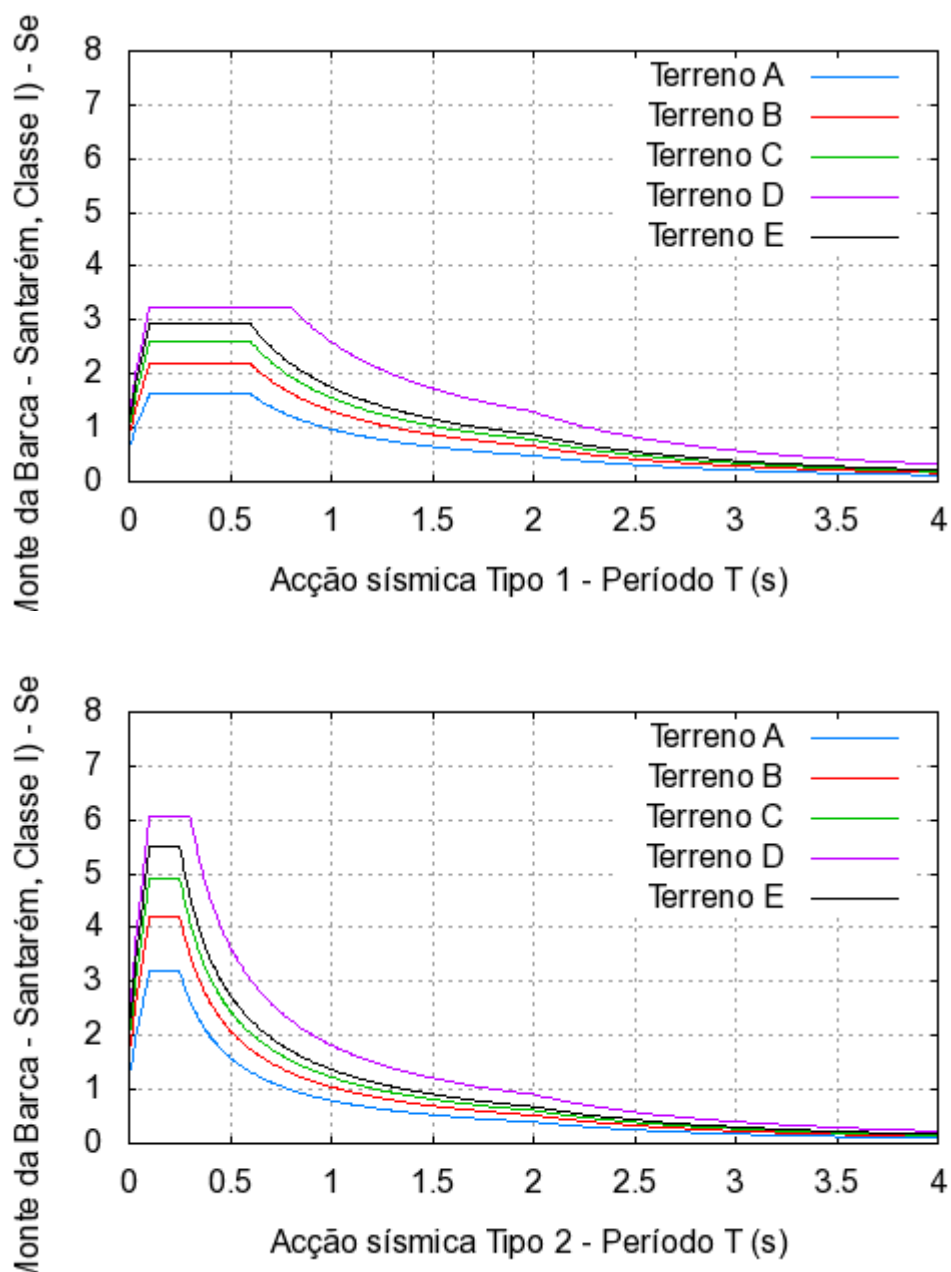


## Anexos

### Anexo I

#### **Espectros de Resposta definidos de acordo com o EC8 – Monte da Barca/Santarém:**

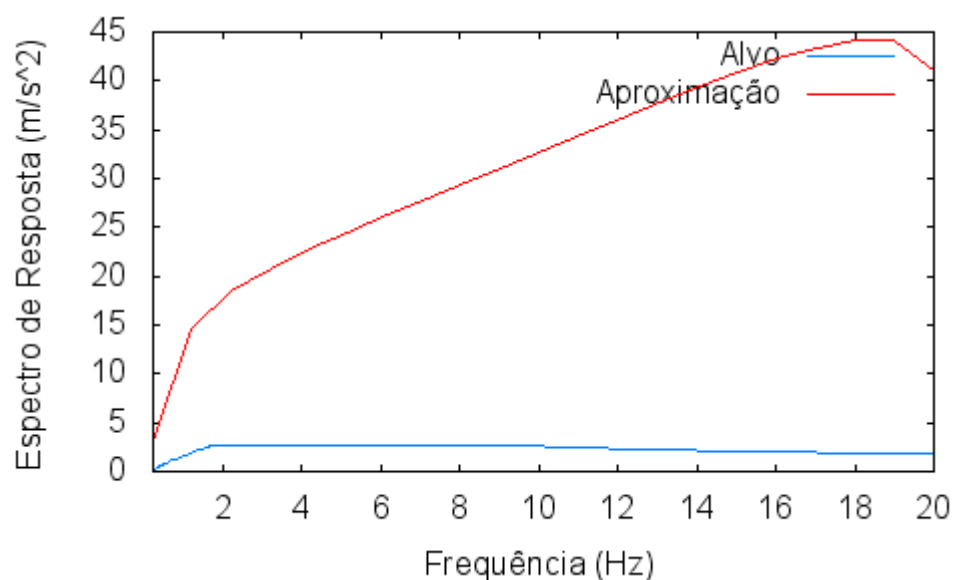
##### **Espectros de Resposta Elásticos:**



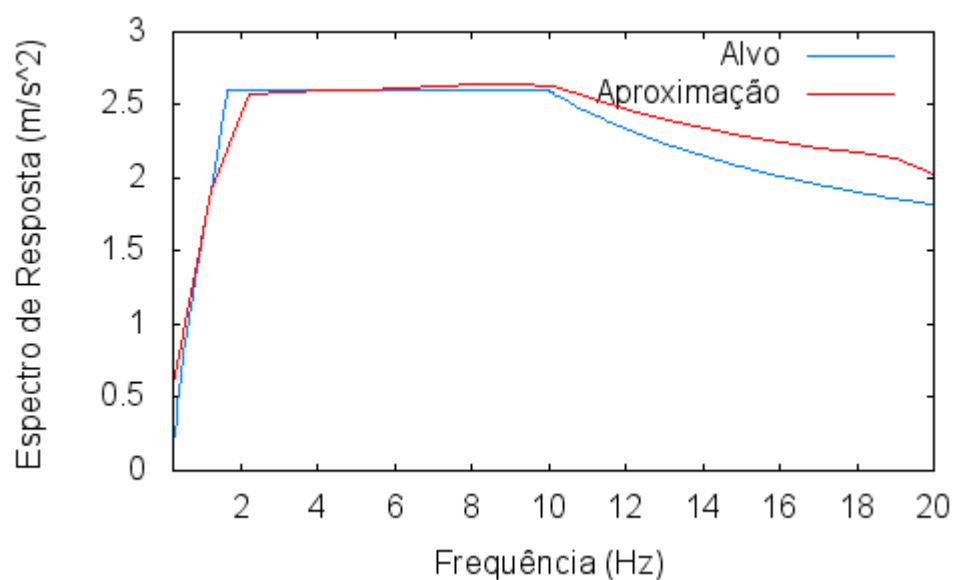
Nota: Os Espectro de Resposta de Dimensionamento são idênticos, visto que o coeficiente de comportamento ( $\eta$ ) toma o valor de 1.

**Evolução do processo iterativo para definir o Espectro de Potência relativo á acção sísmica I:**

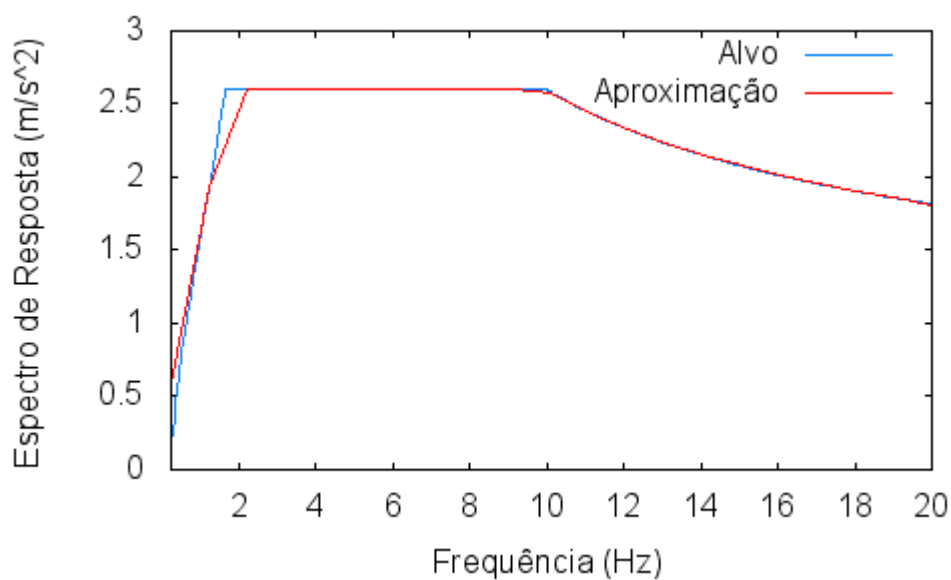
**1ª iteração:**



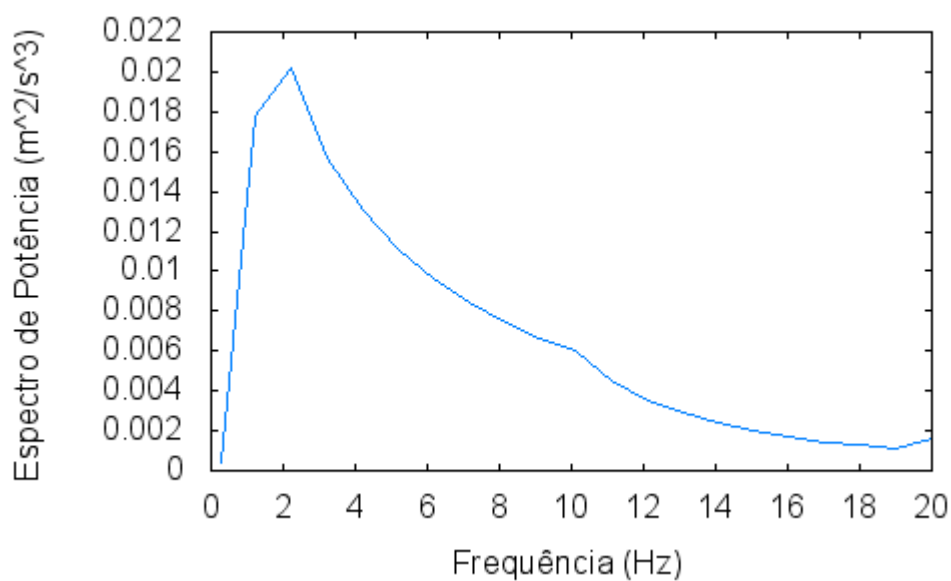
**2ª iteração:**



**10ª iteração:**



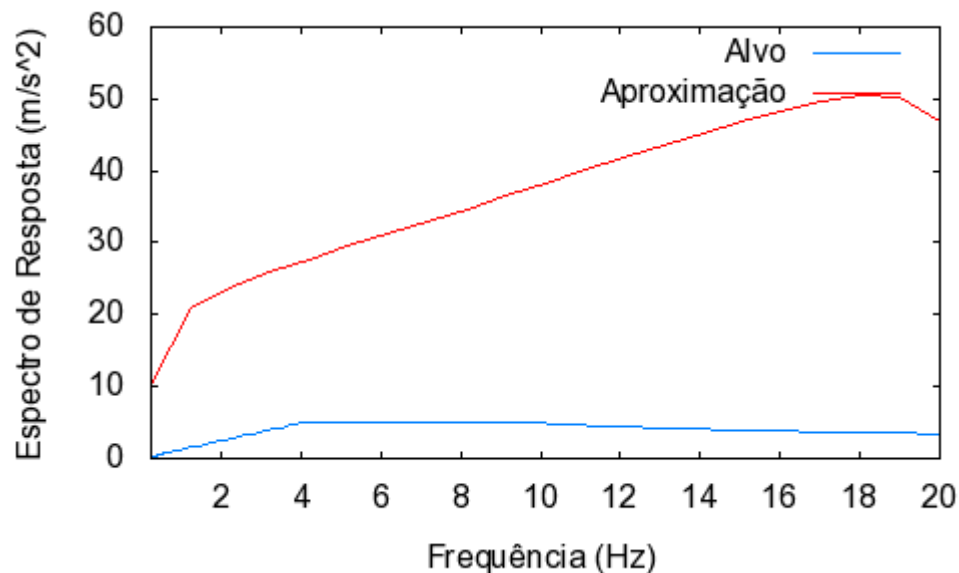
**Espectros de Potência gerado após a 10ª iteração:**



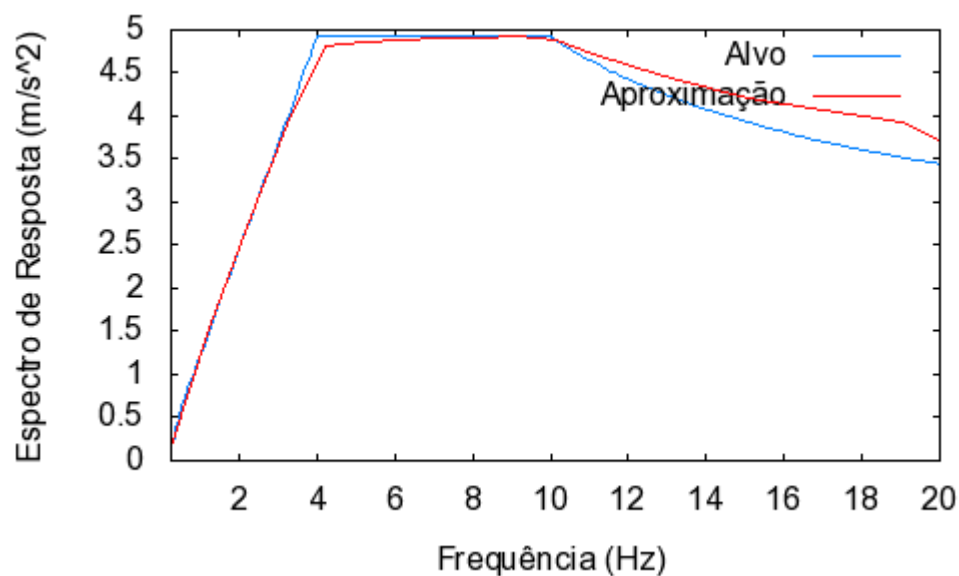


**Evolução do processo iterativo para definir o Espectro de Potência relativo á acção sísmica II:**

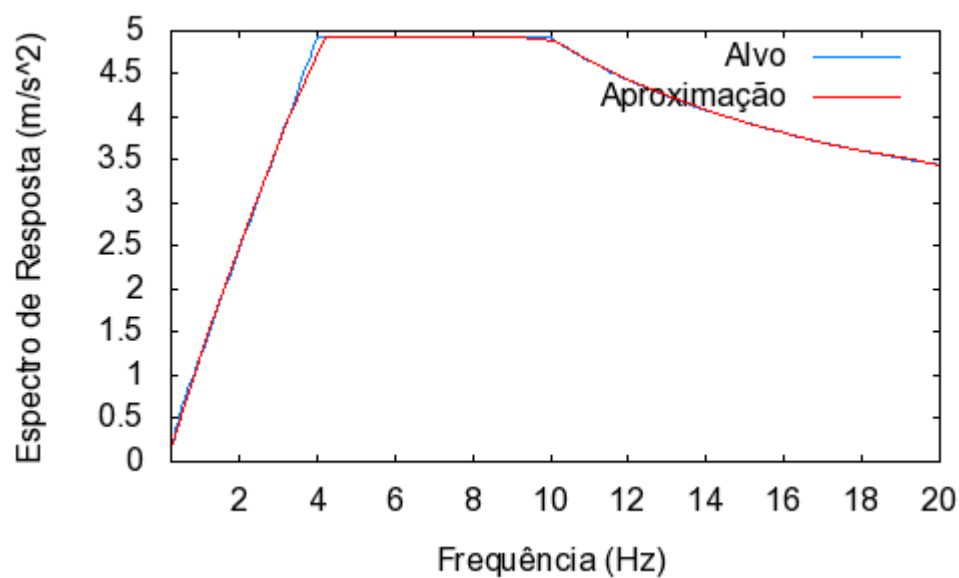
**1ª iteração:**



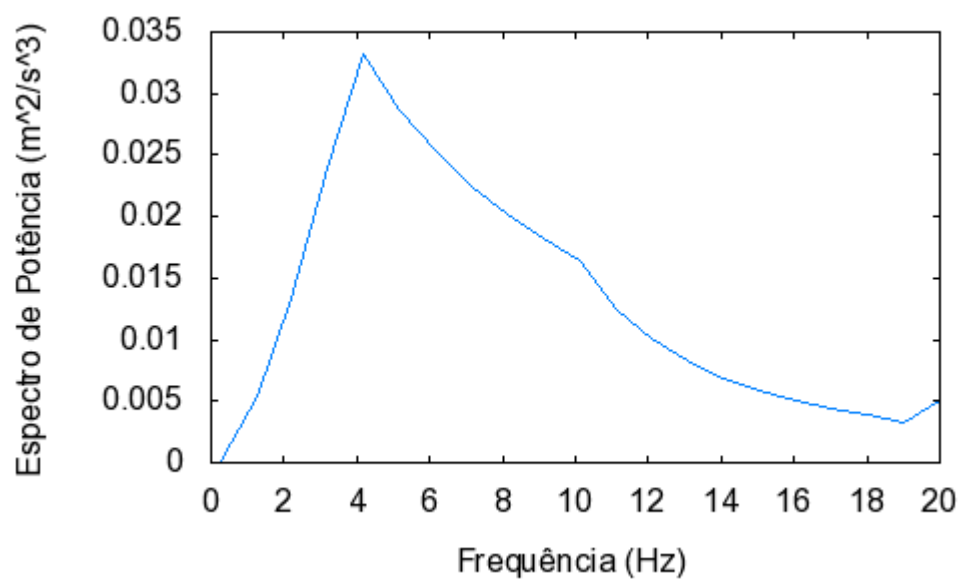
**2ª iteração:**



**10ª iteração:**

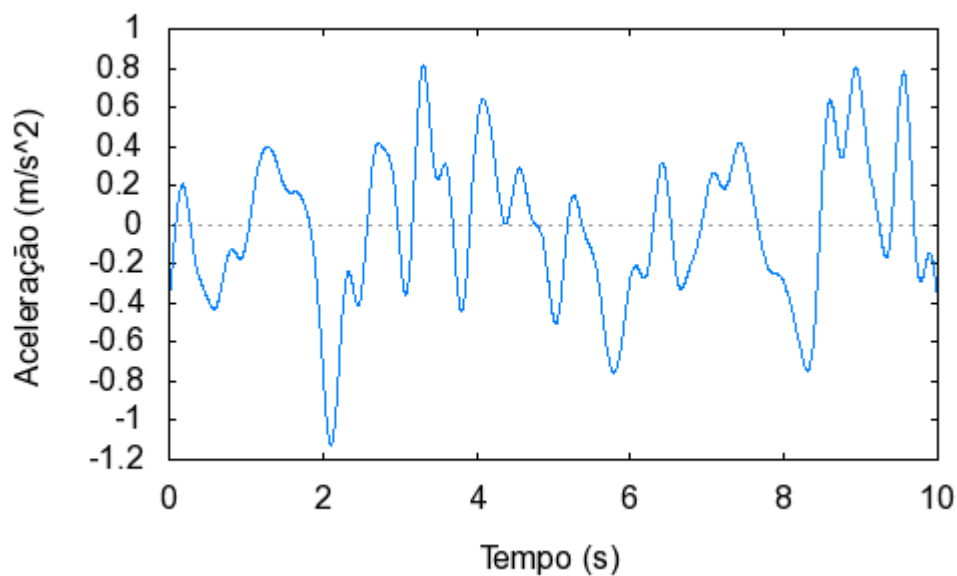


**Espectros de Potência gerado após a 10ª iteração:**

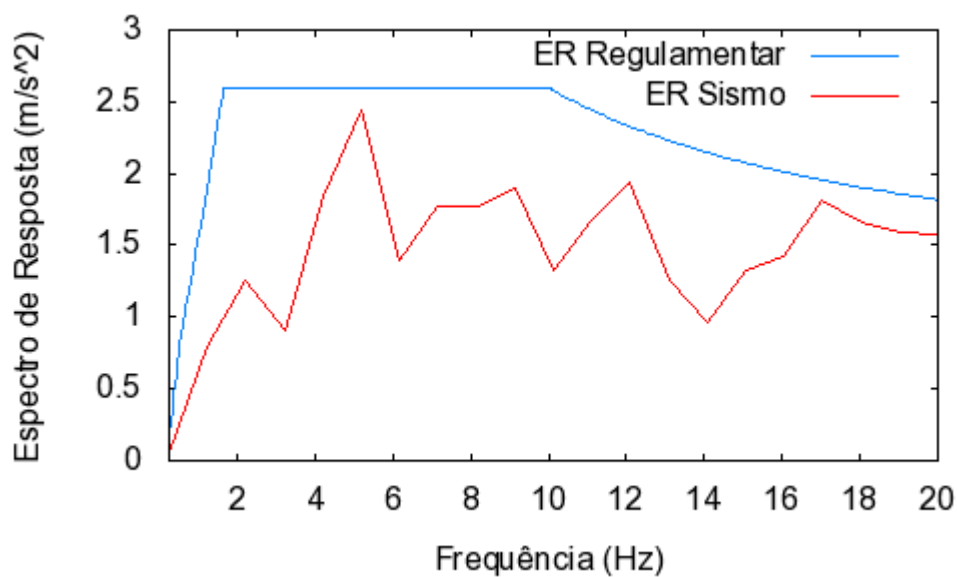


**Acelerogramas considerados para a acção sísmica tipo II e respectivas verificações através do Integral de Duhamel:**

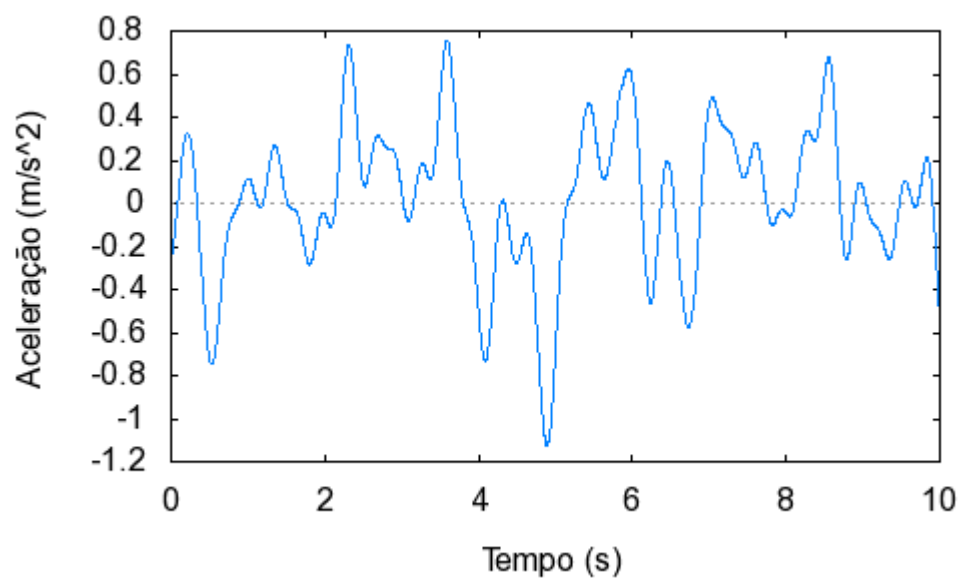
**Acelerograma 1:**



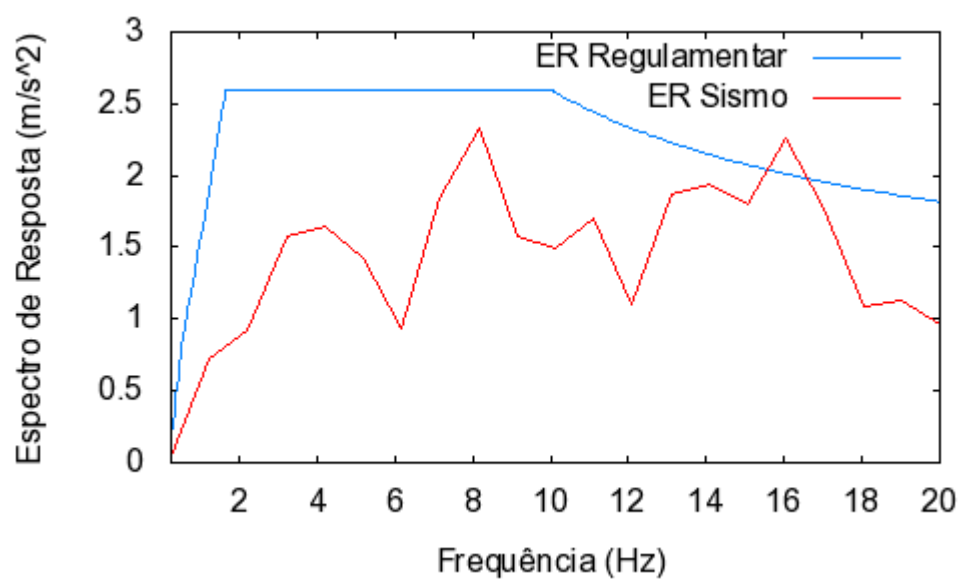
**Verificação - Duhamel:**



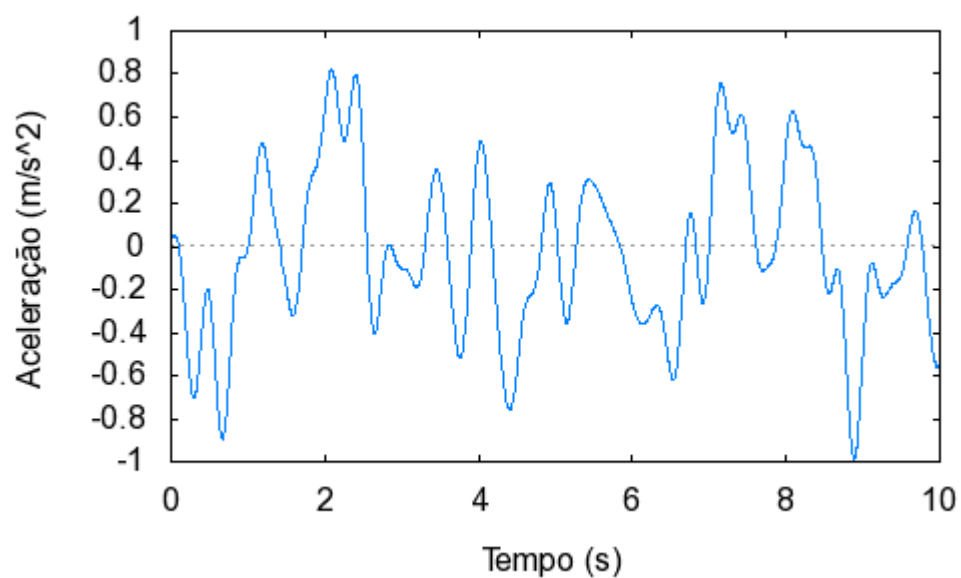
**Acelerograma 2:**



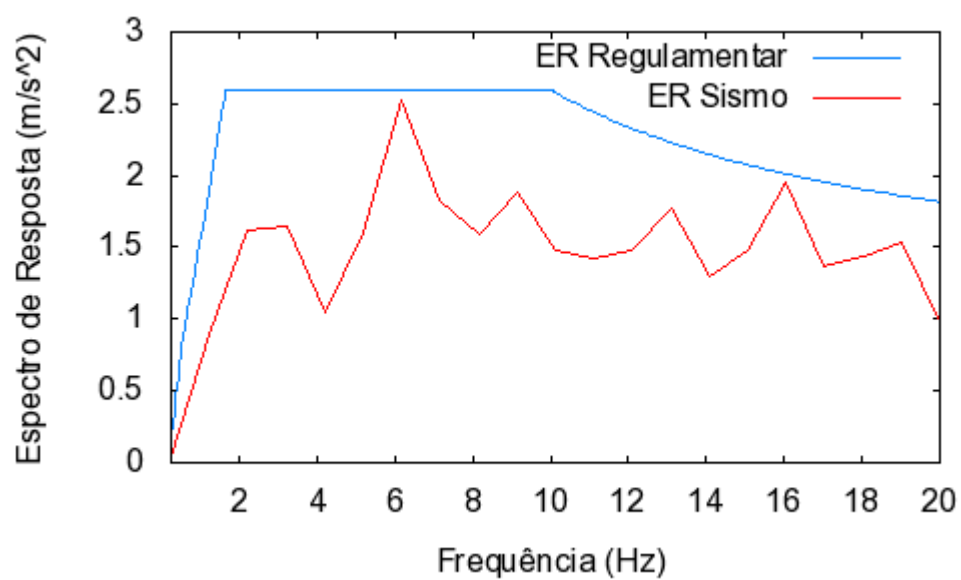
**Verificação - Duhamel:**



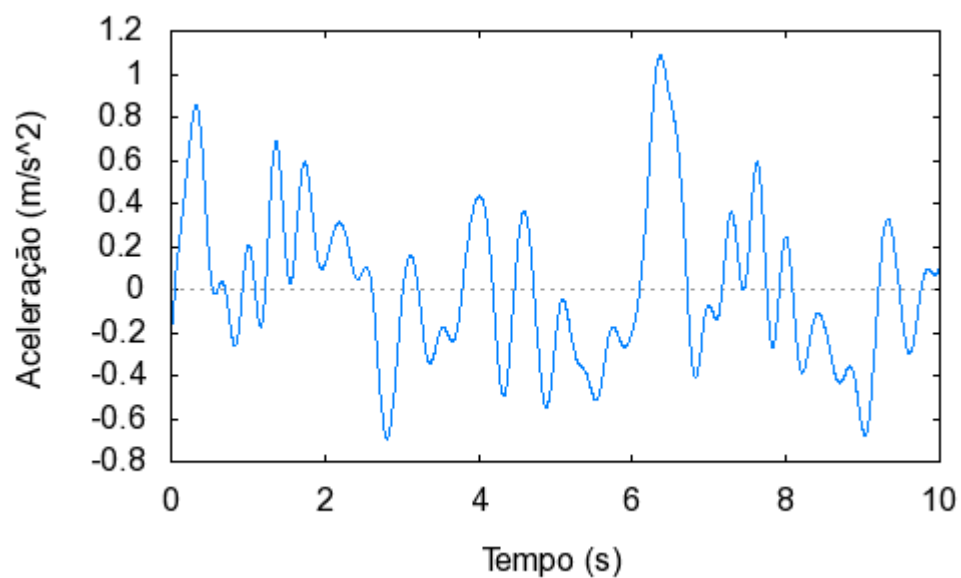
**Acelerograma 3:**



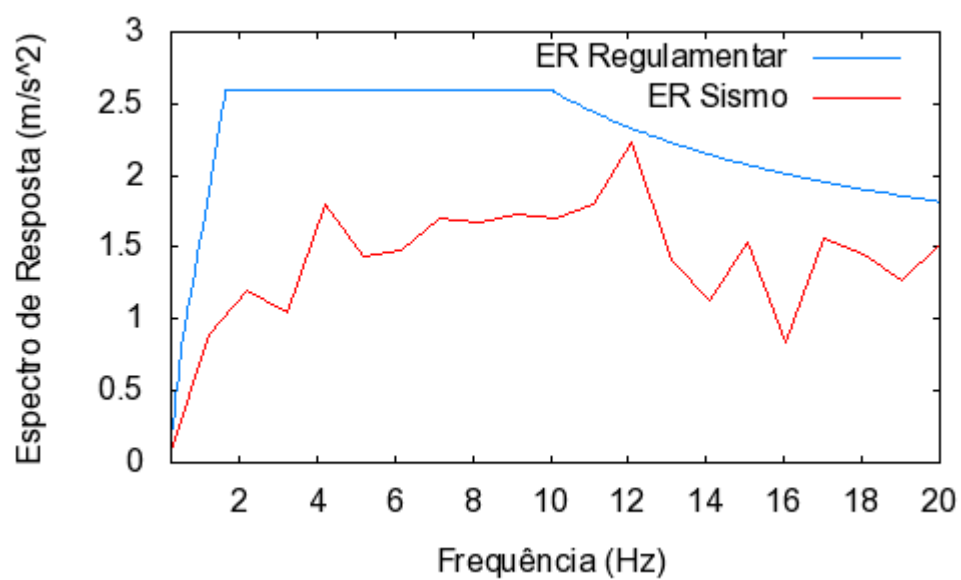
**Verificação - Duhamel:**



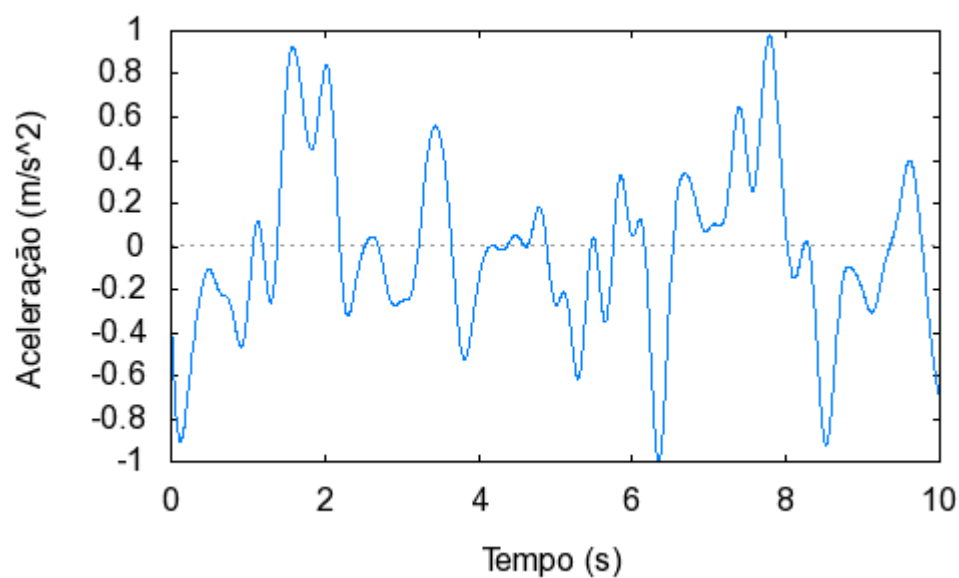
**Acelerograma 4:**



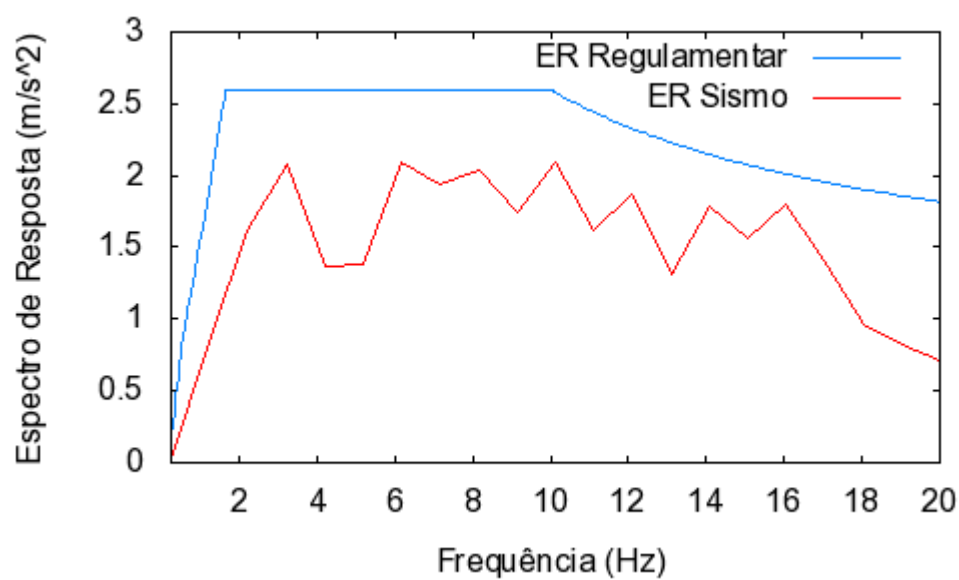
**Verificação - Duhamel:**



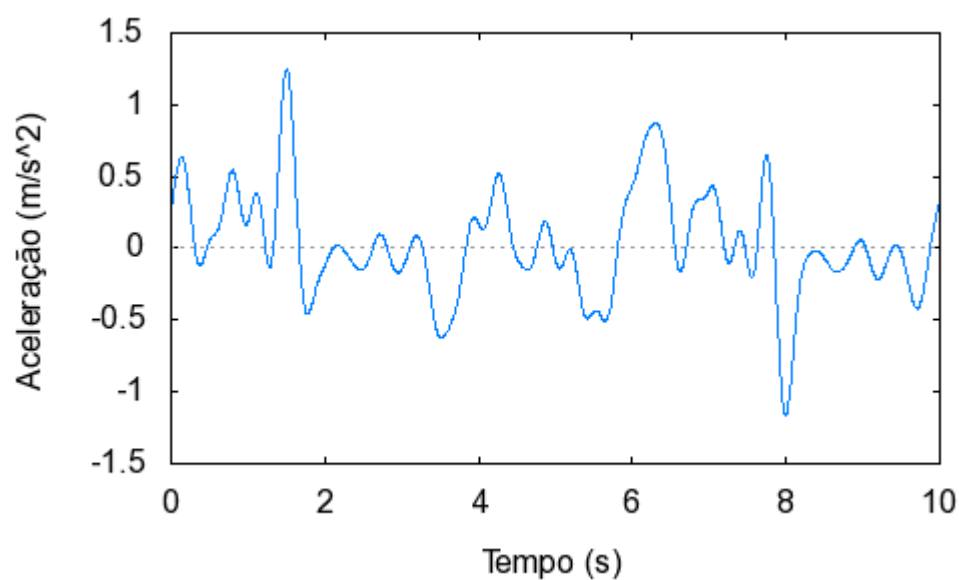
**Acelerograma 5:**



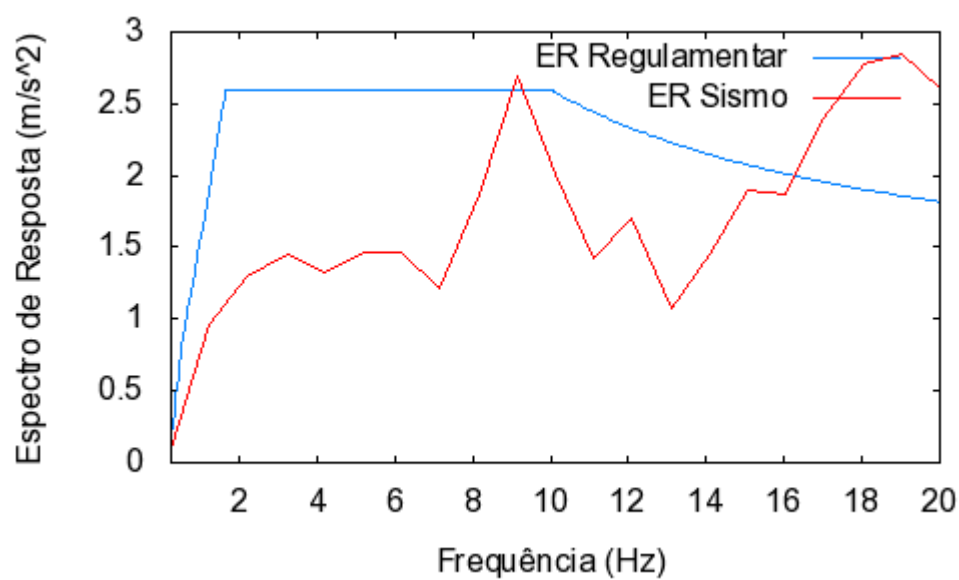
**Verificação - Duhamel:**



**Acelerograma 6:**

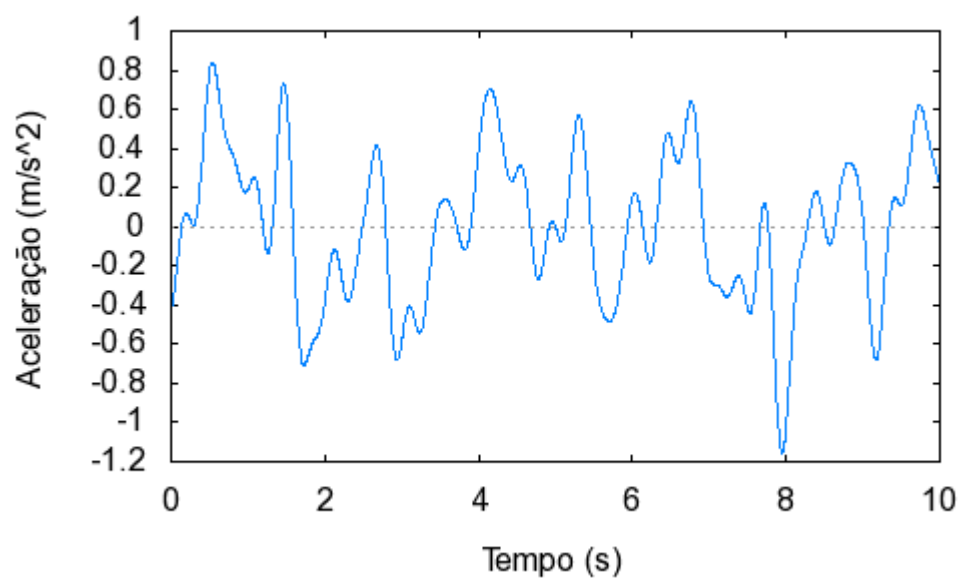


**Verificação - Duhamel:**

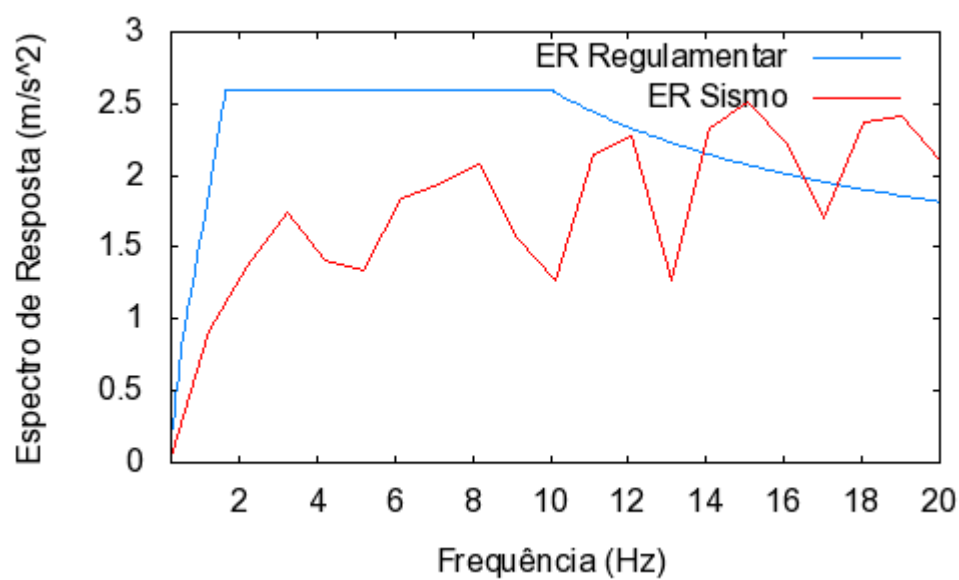




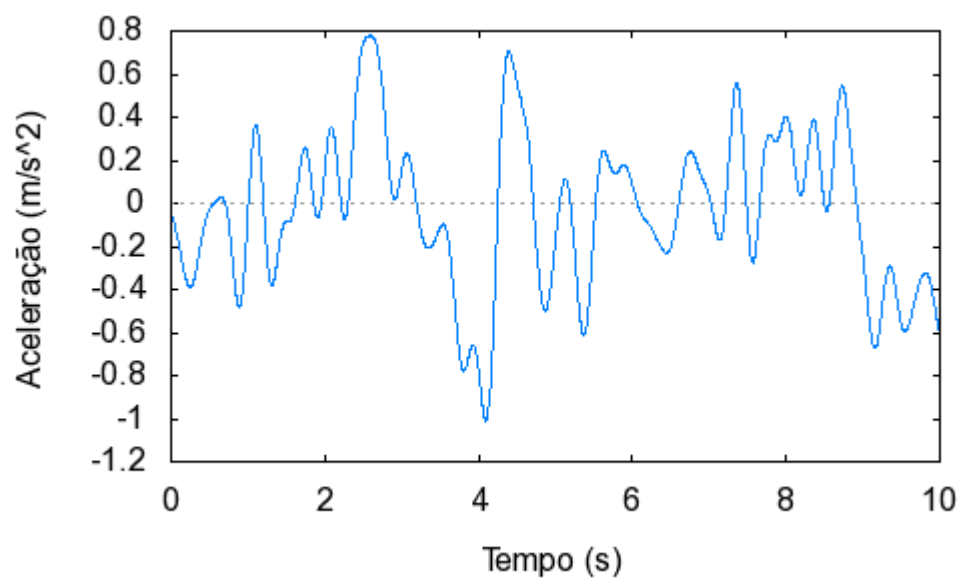
**Acelerograma 7:**



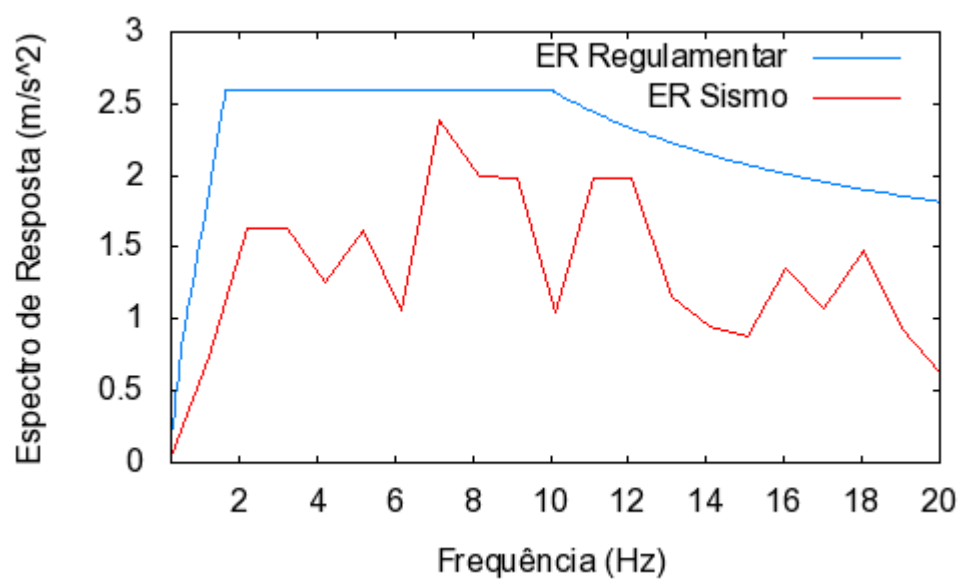
**Verificação - Duhamel:**



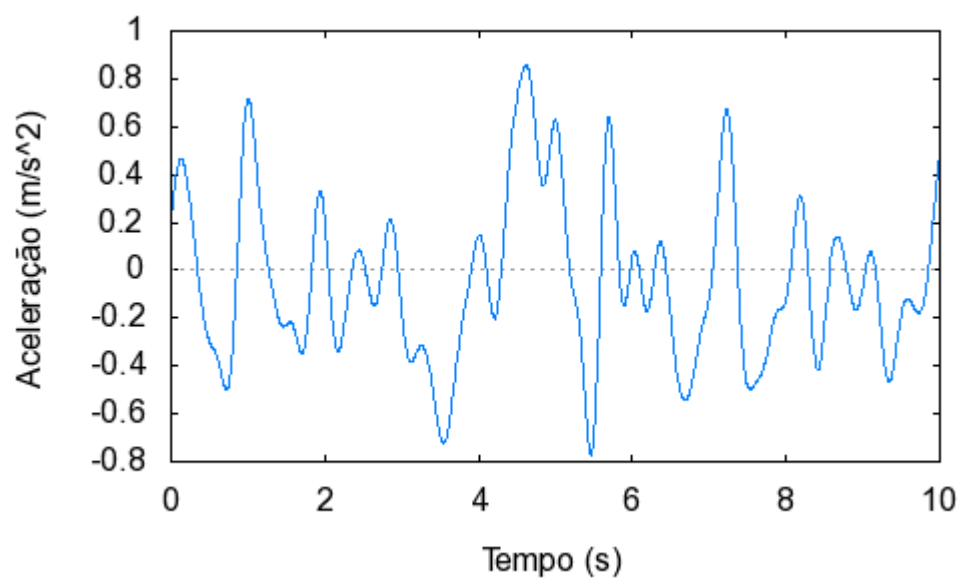
**Acelerograma 8:**



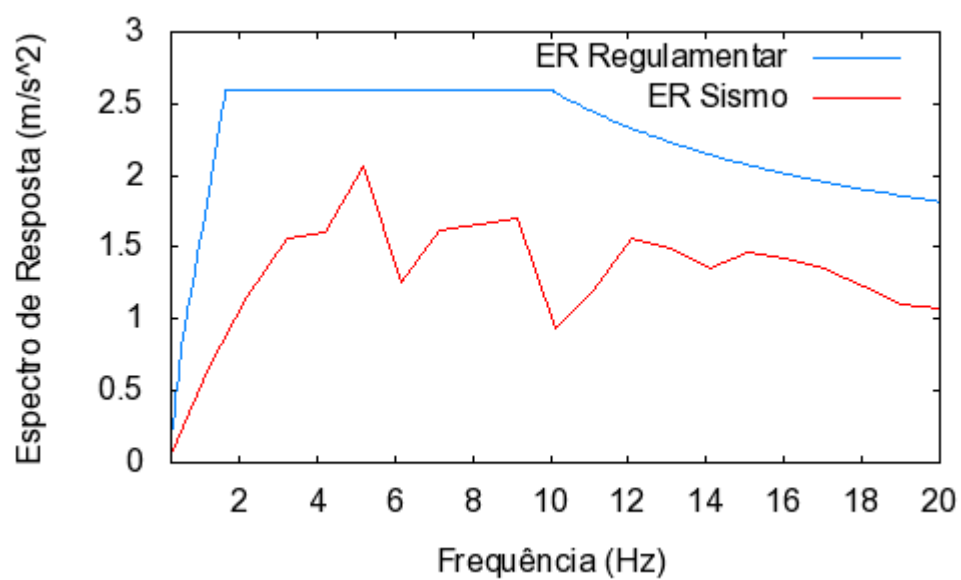
**Verificação - Duhamel:**



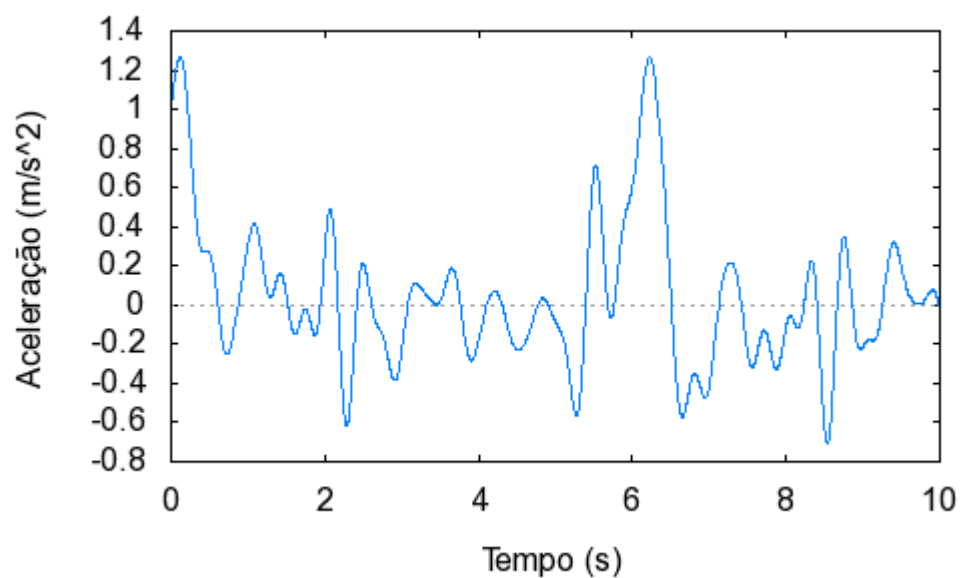
**Acelerograma 9:**



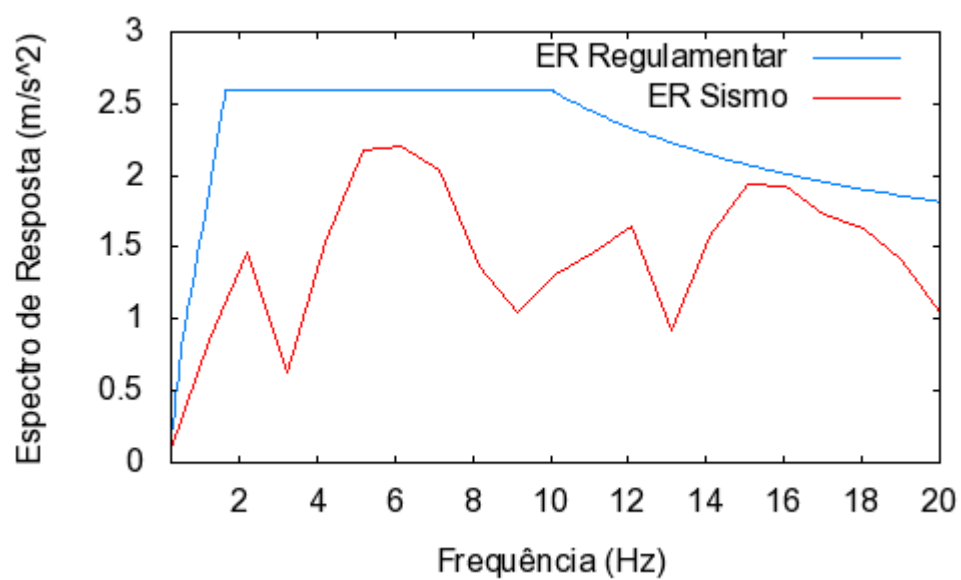
**Verificação - Duhamel:**



**Acelerograma 10:**

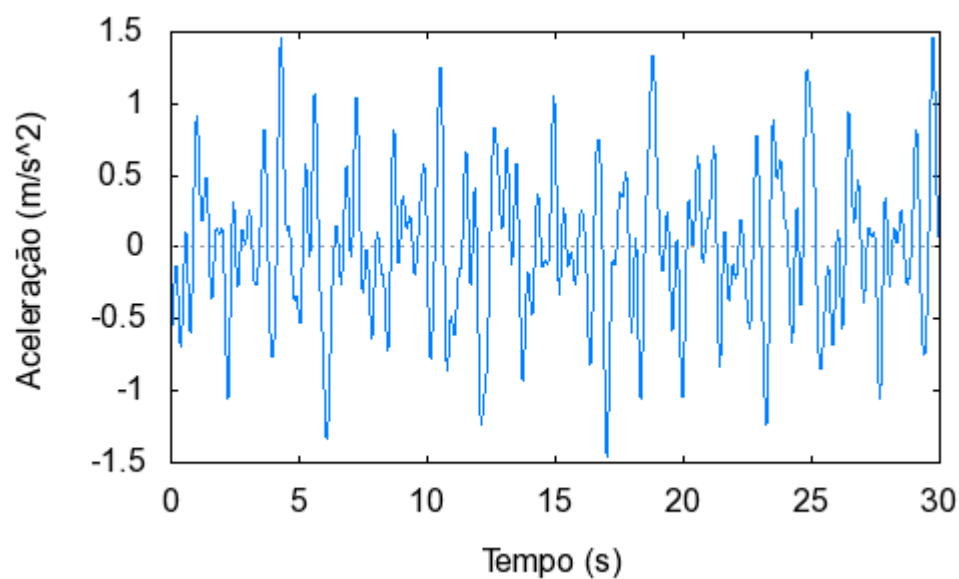


**Verificação - Duhamel:**

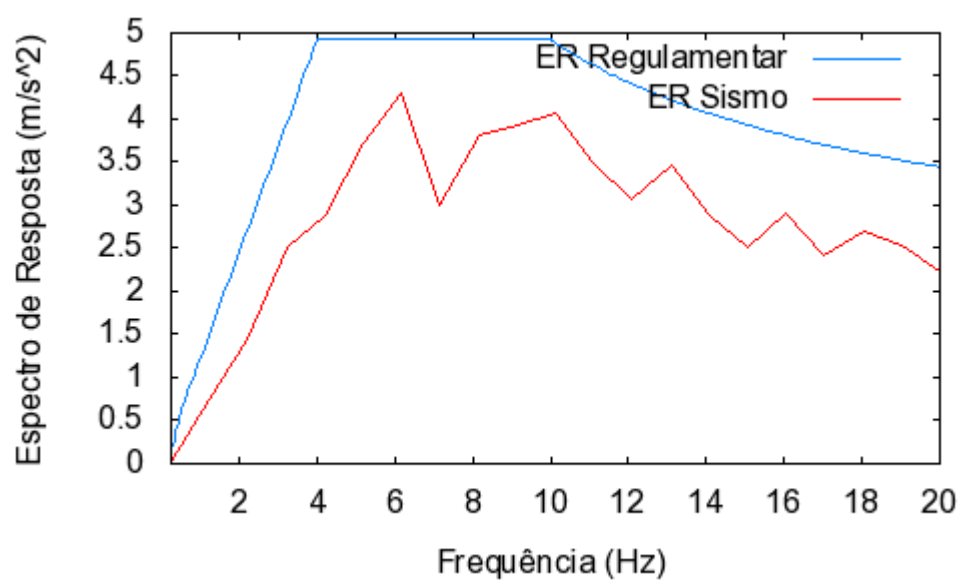


**Acelerogramas considerados para a acção sísmica tipo I e respectivas verificações através do Integral de Duhamel:**

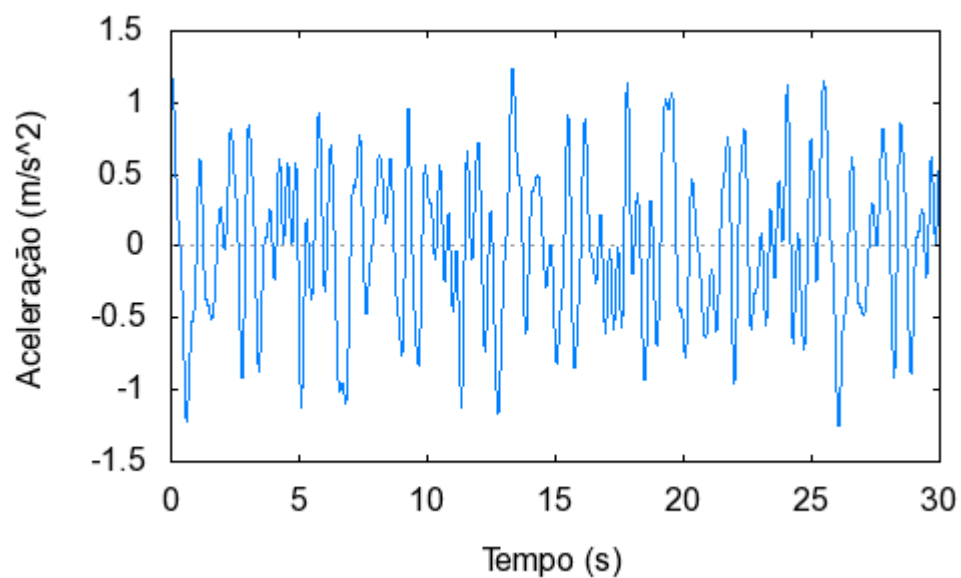
**Acelerograma 1:**



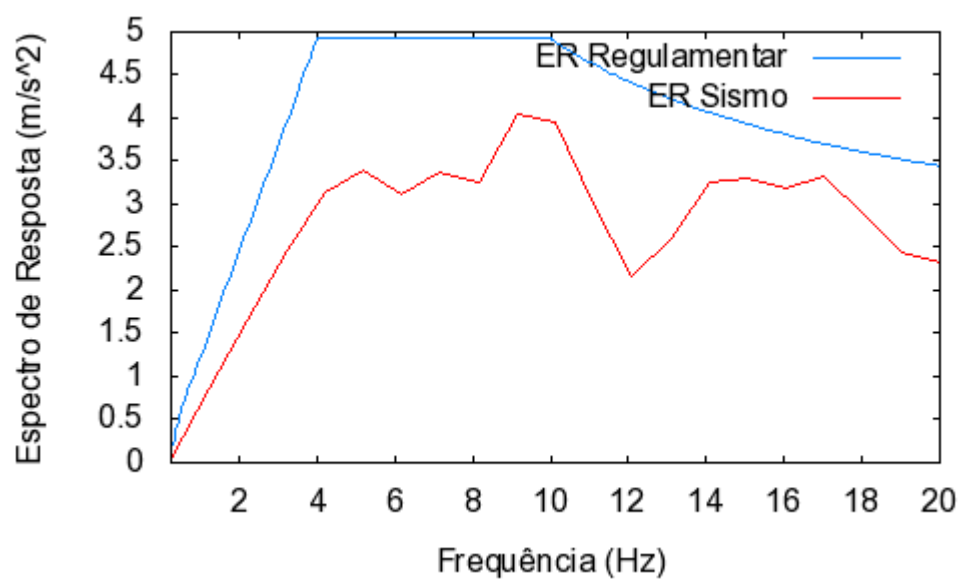
**Verificação - Duhamel:**



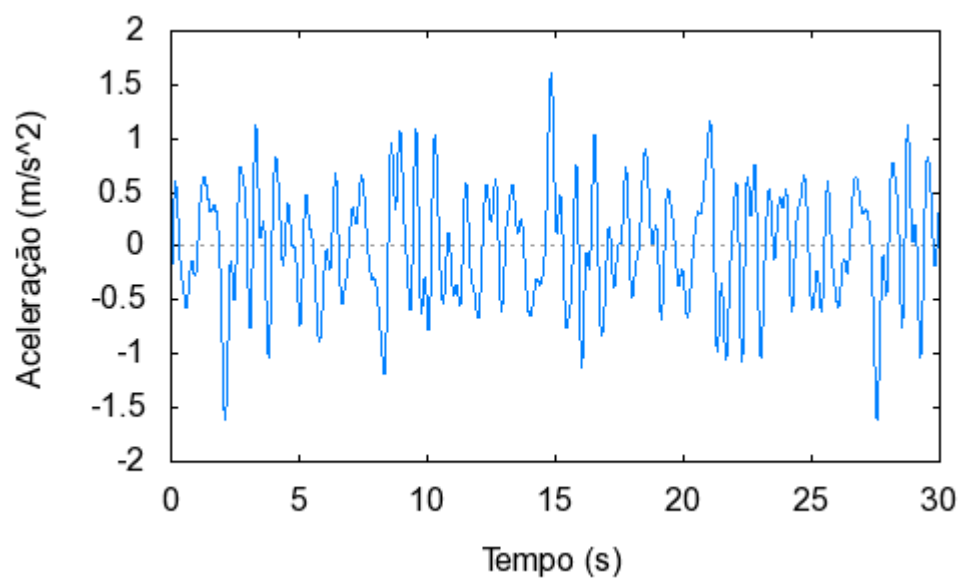
**Acelerograma 2:**



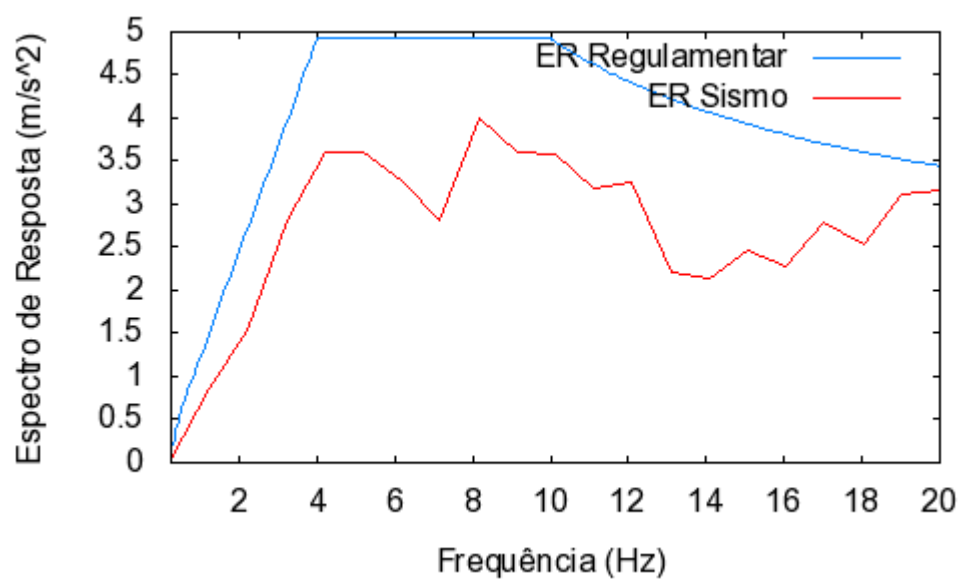
**Verificação - Duhamel:**



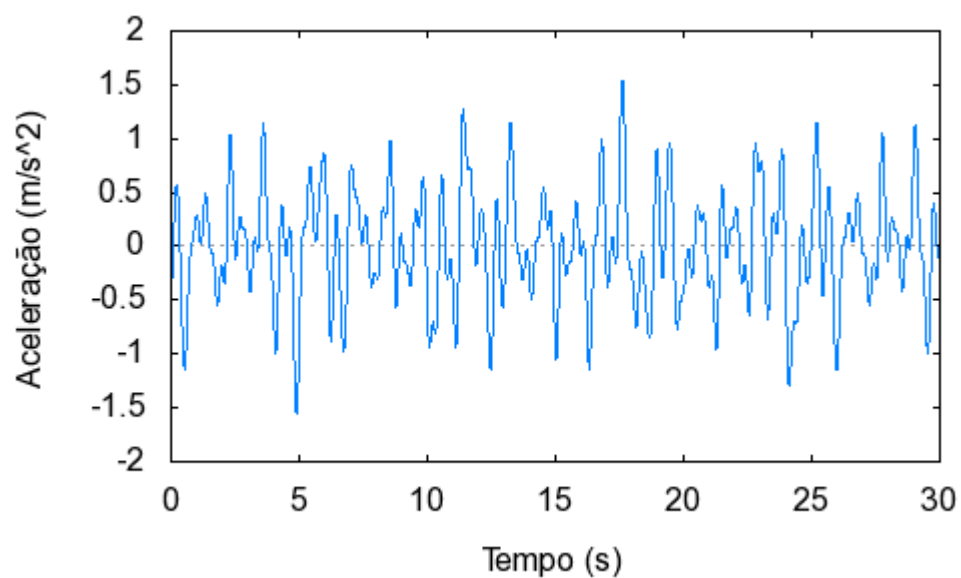
**Acelerograma 3:**



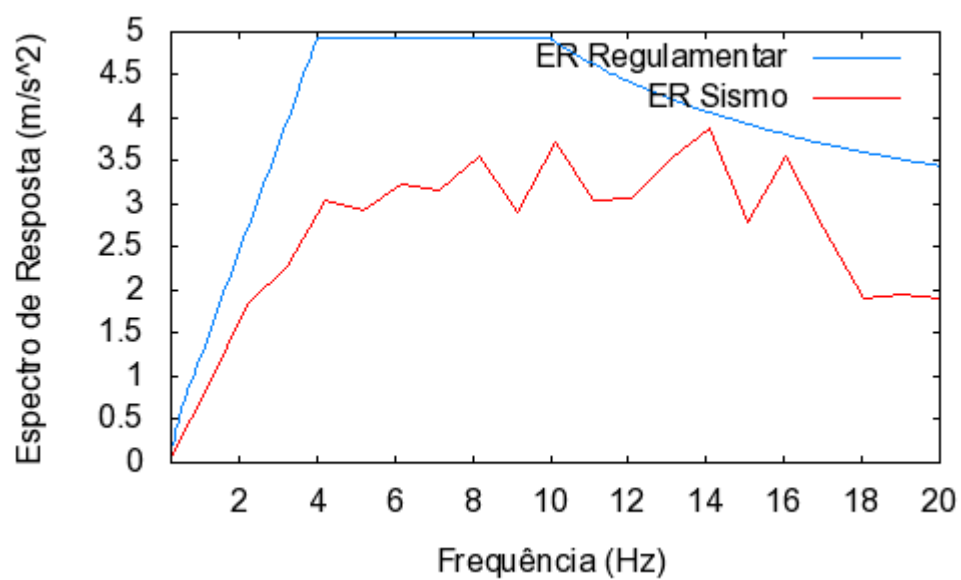
**Verificação - Duhamel:**



**Acelerograma 4:**

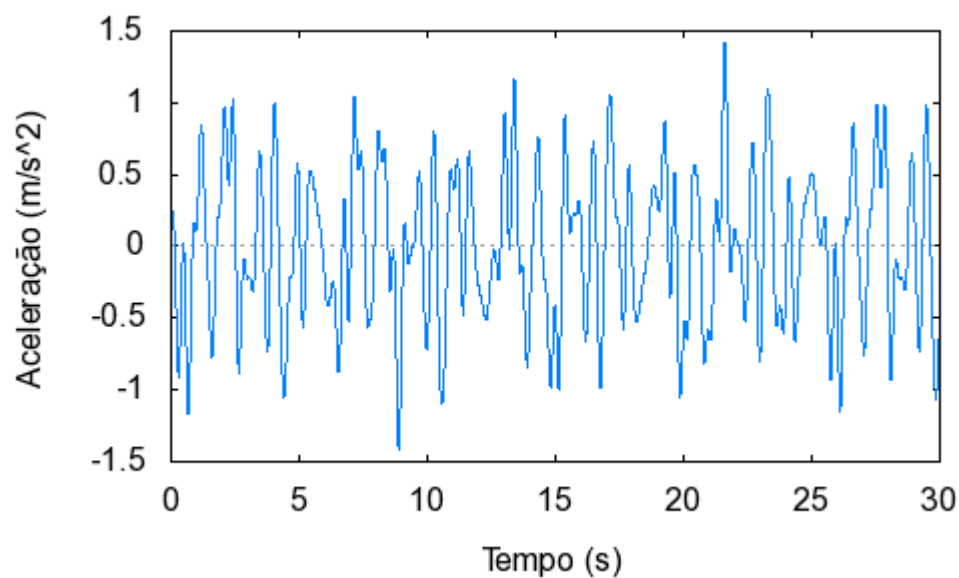


**Verificação - Duhamel:**

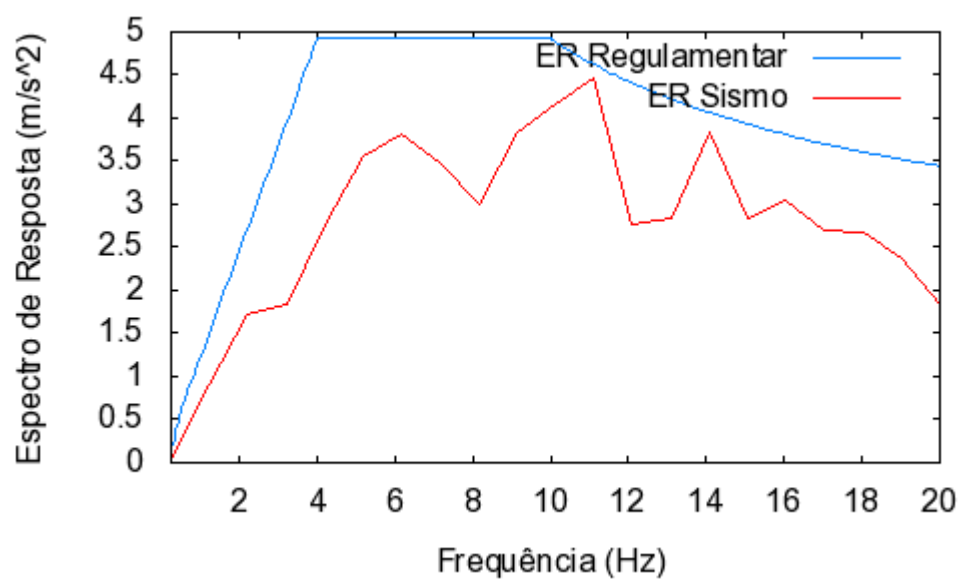




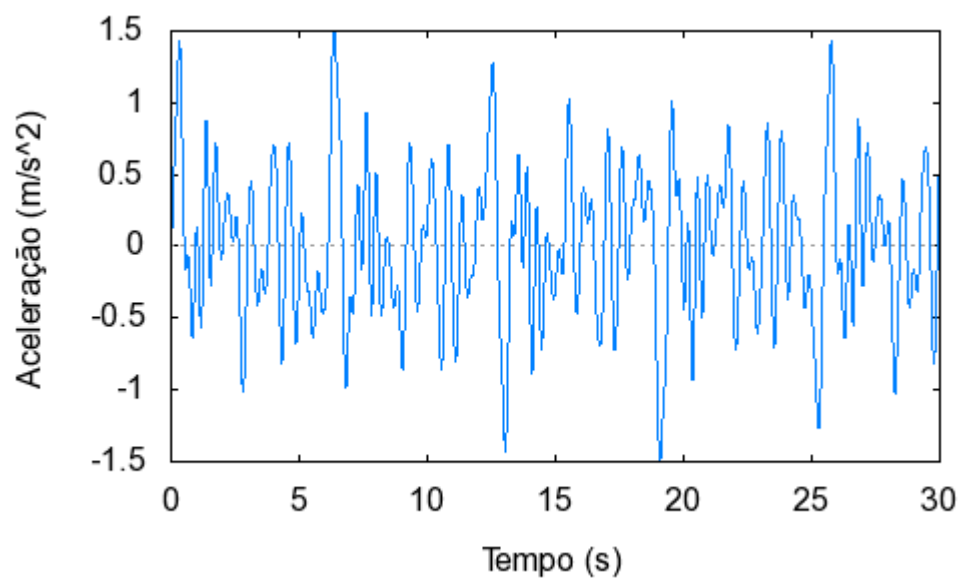
**Acelerograma 5:**



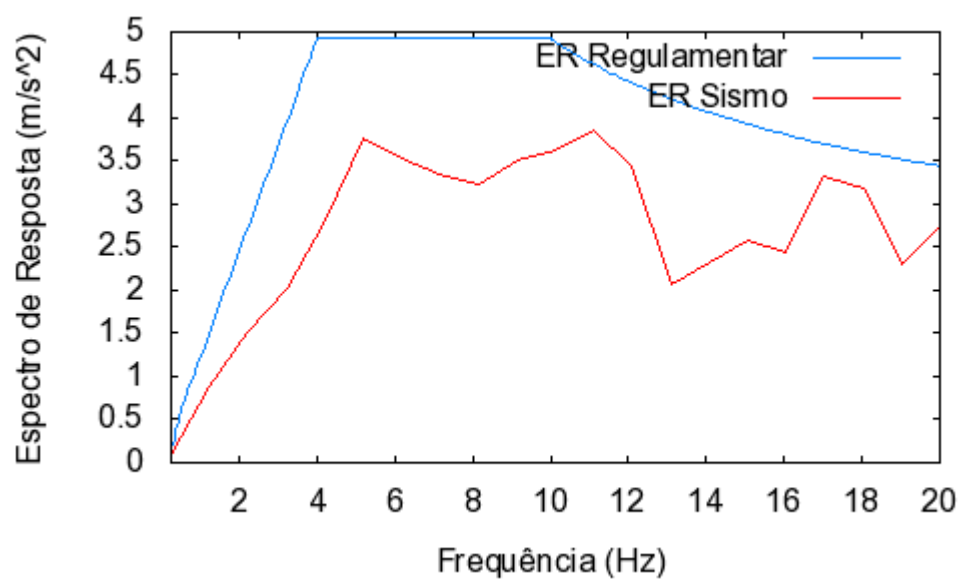
**Verificação - Duhamel:**



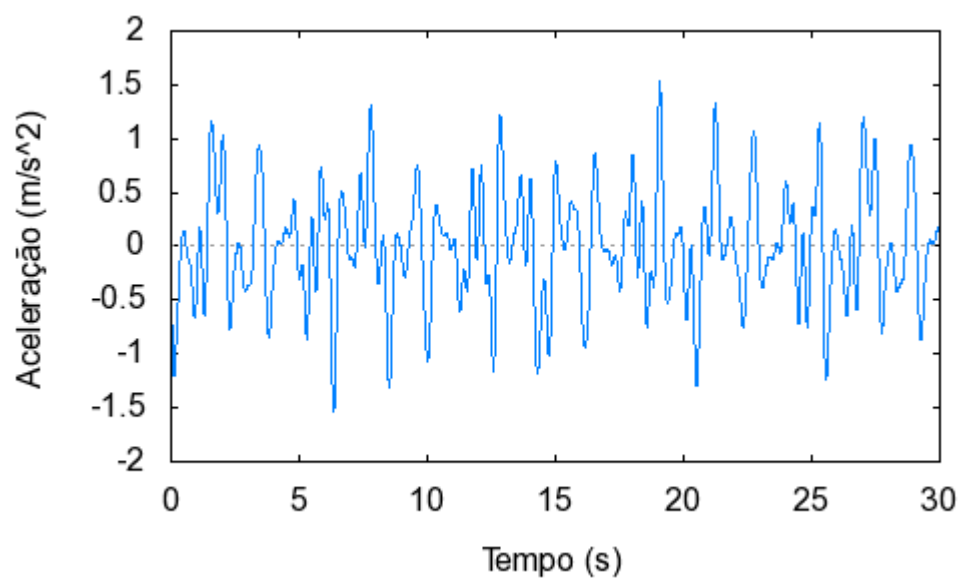
**Acelerograma 6:**



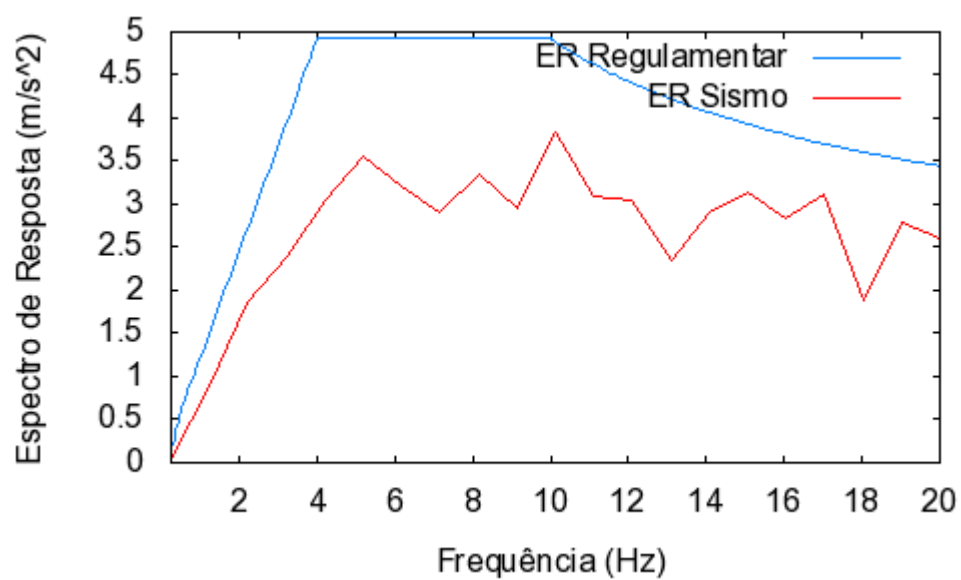
**Verificação - Duhamel:**



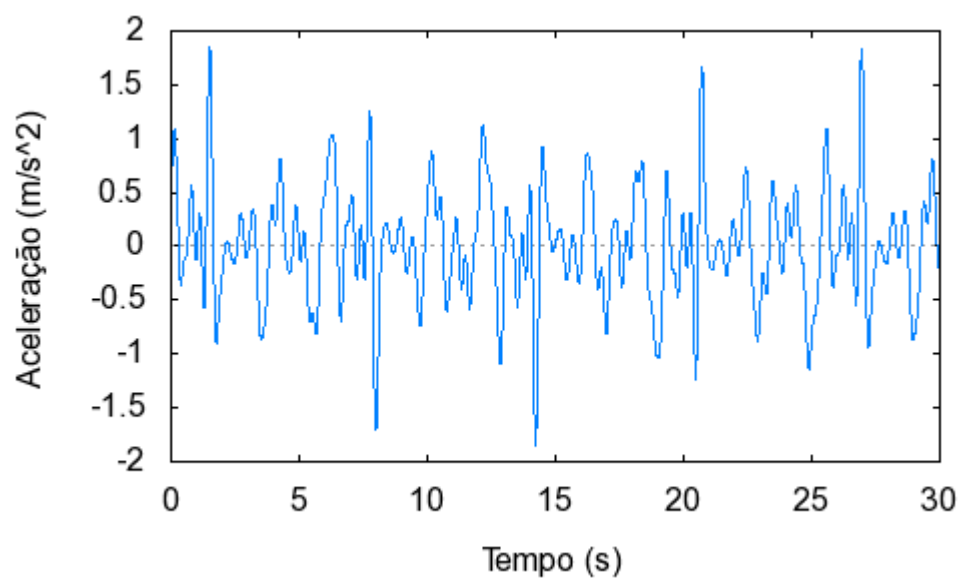
**Acelerograma 7:**



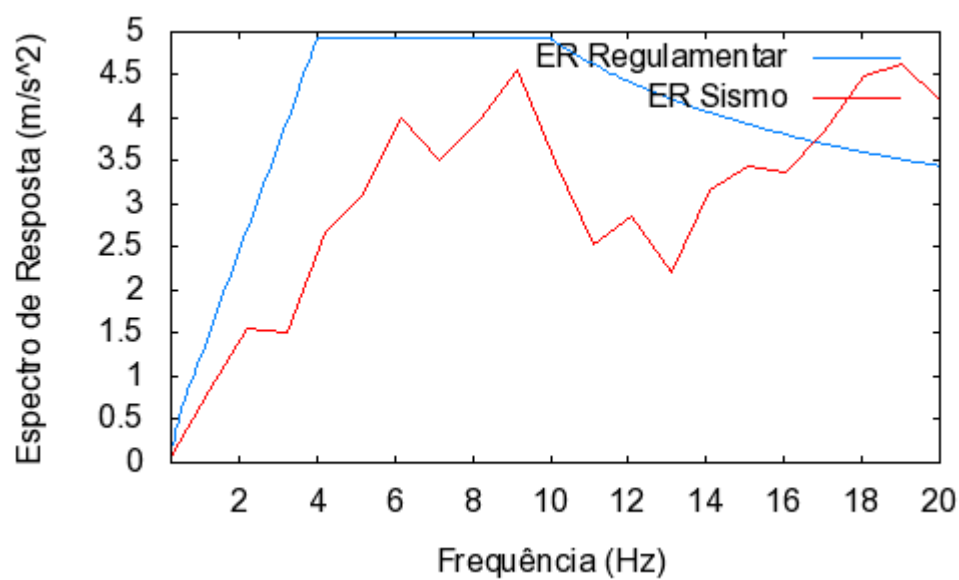
**Verificação - Duhamel:**



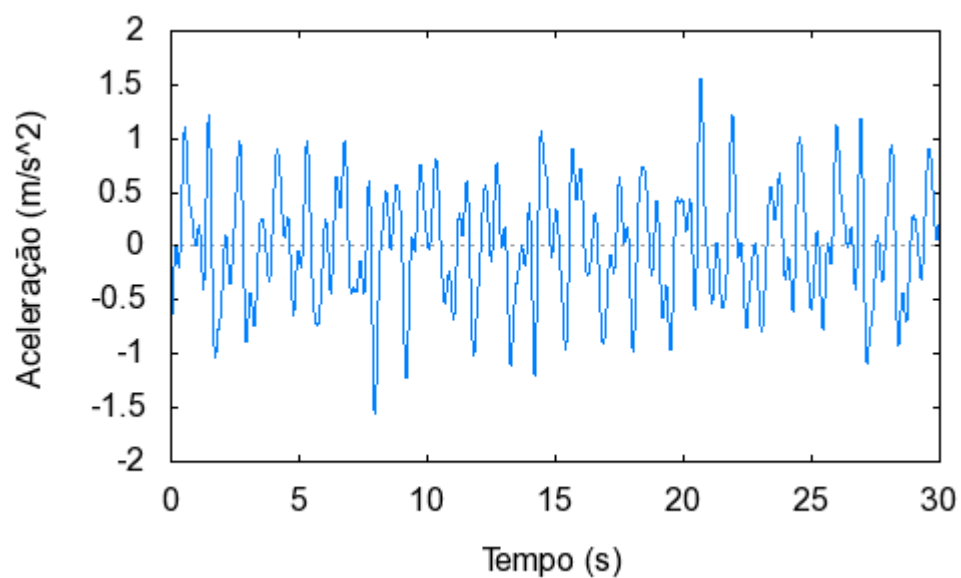
**Acelerograma 8:**



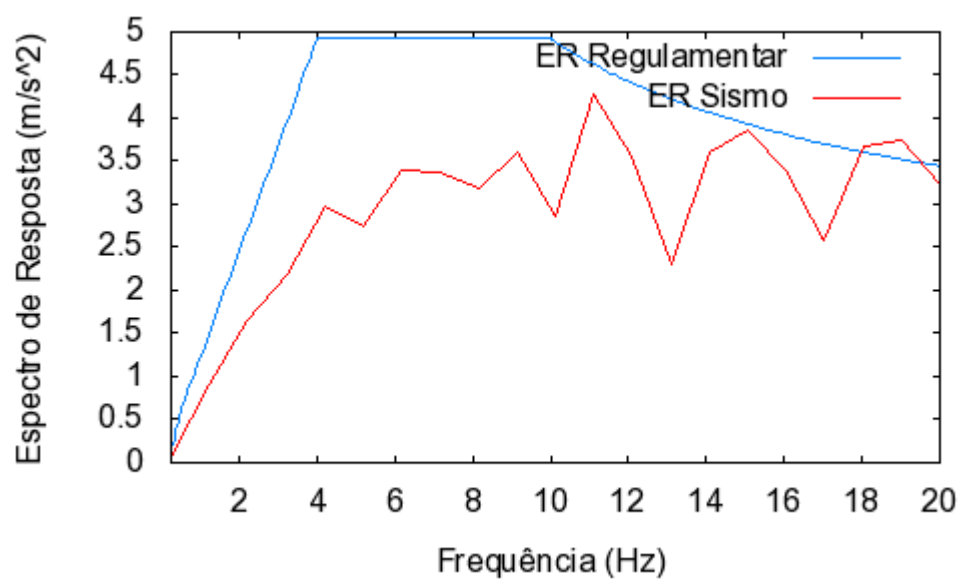
**Verificação - Duhamel:**



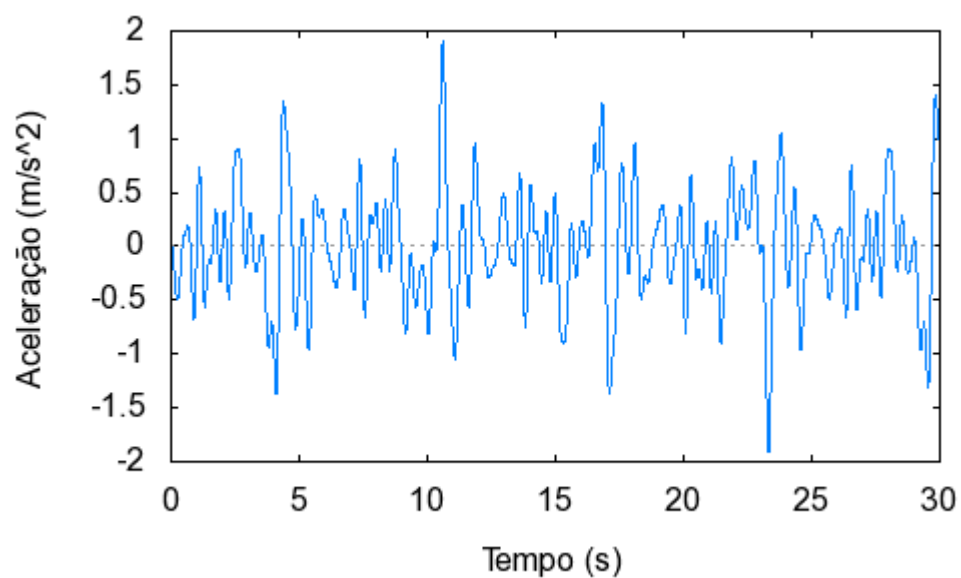
**Acelerograma 9:**



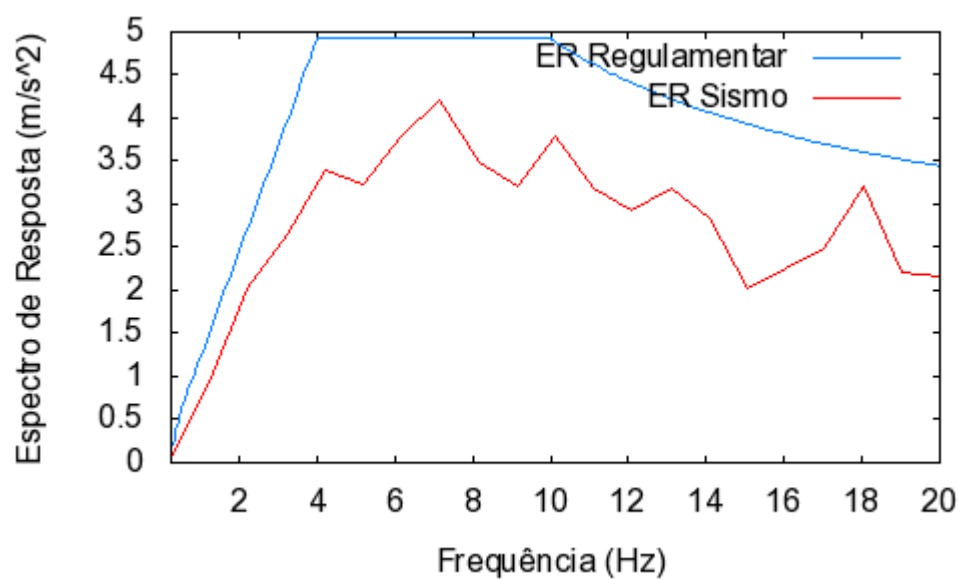
**Verificação - Duhamel:**



**Acelerograma 10:**

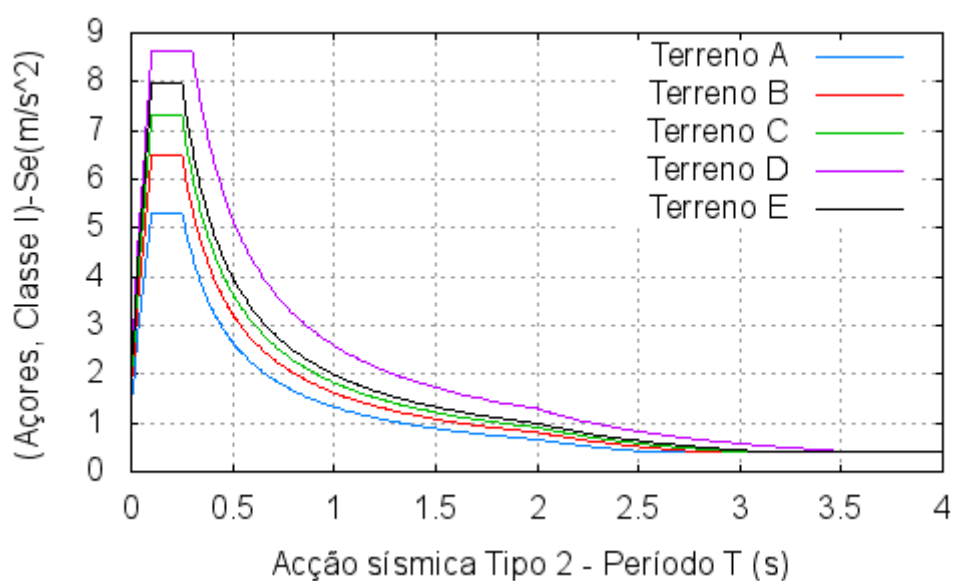


**Verificação - Duhamel:**



**Espectros de Resposta definidos de acordo com o EC8 – Angra do Heroísmo/Açores:**

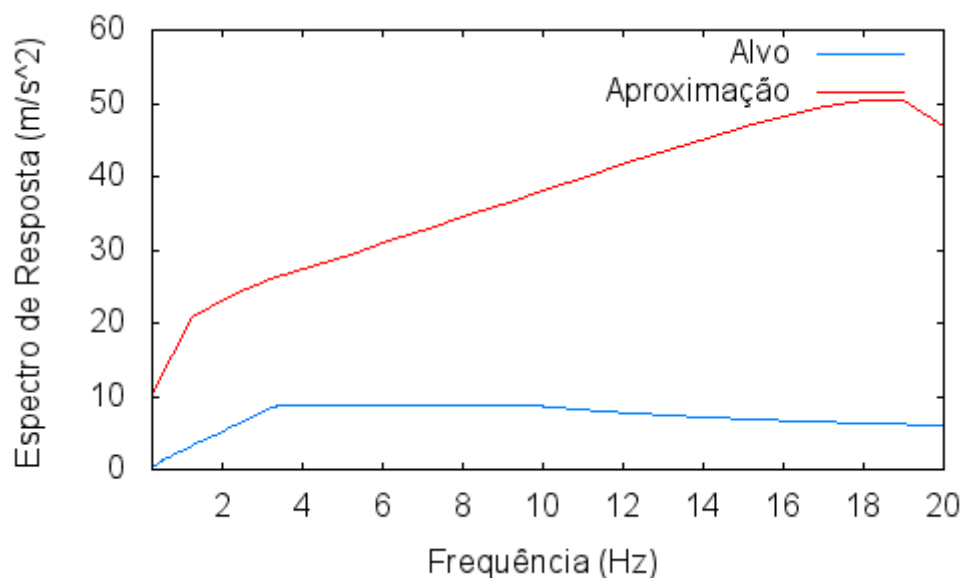
**Espectros de Resposta Elásticos:**



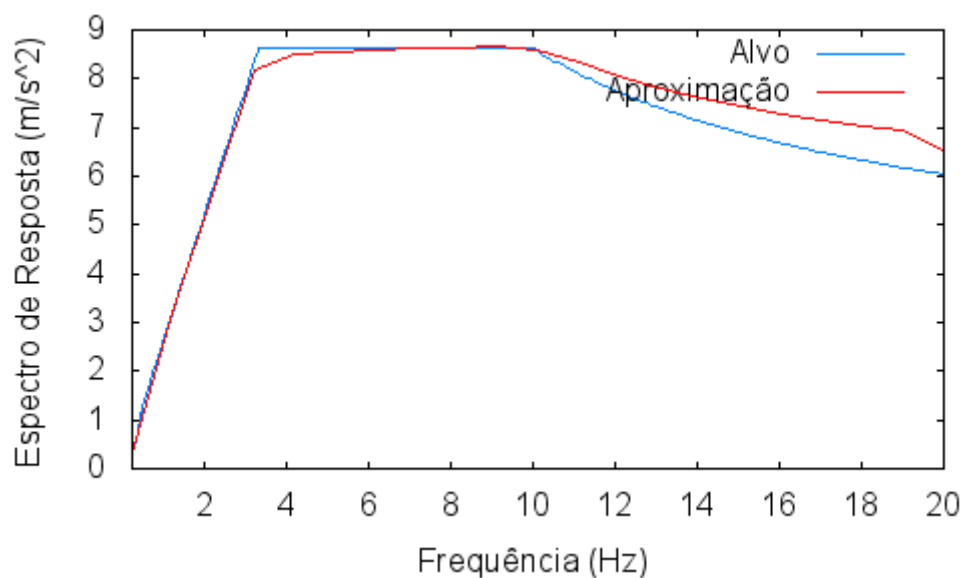
Nota: Os Espectro de Resposta de Dimensionamento é idêntico, visto que o coeficiente de comportamento ( $\eta$ ) toma o valor de 1.

**Evolução do processo iterativo para definir o Espectro de Potência relativo á acção sísmica II:**

**1ª iteração:**

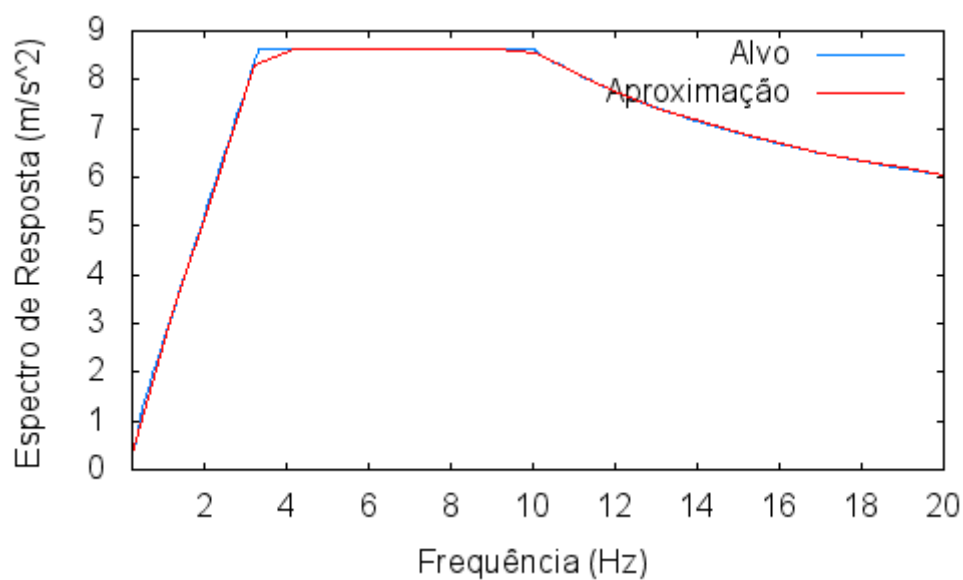


**2ª iteração:**

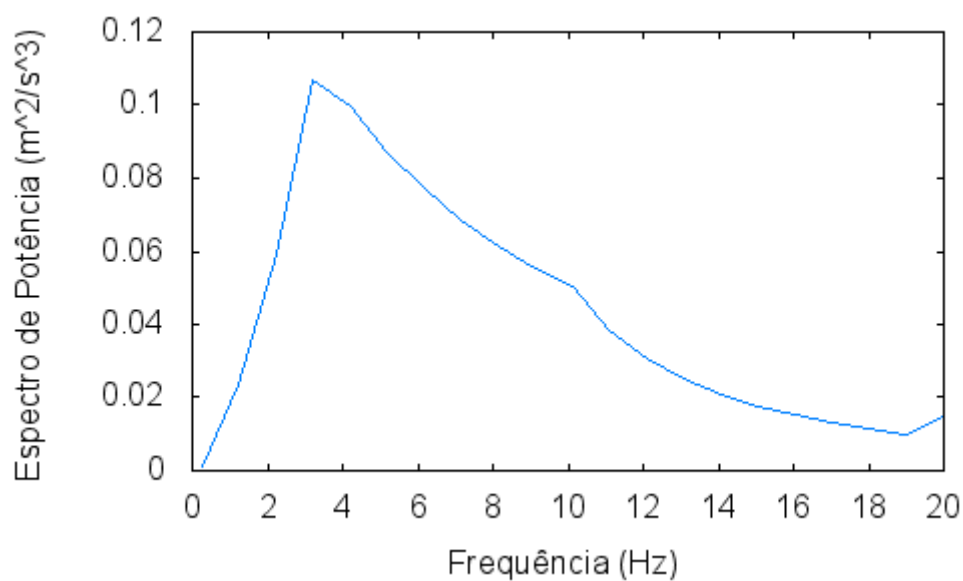




**10ª iteração:**

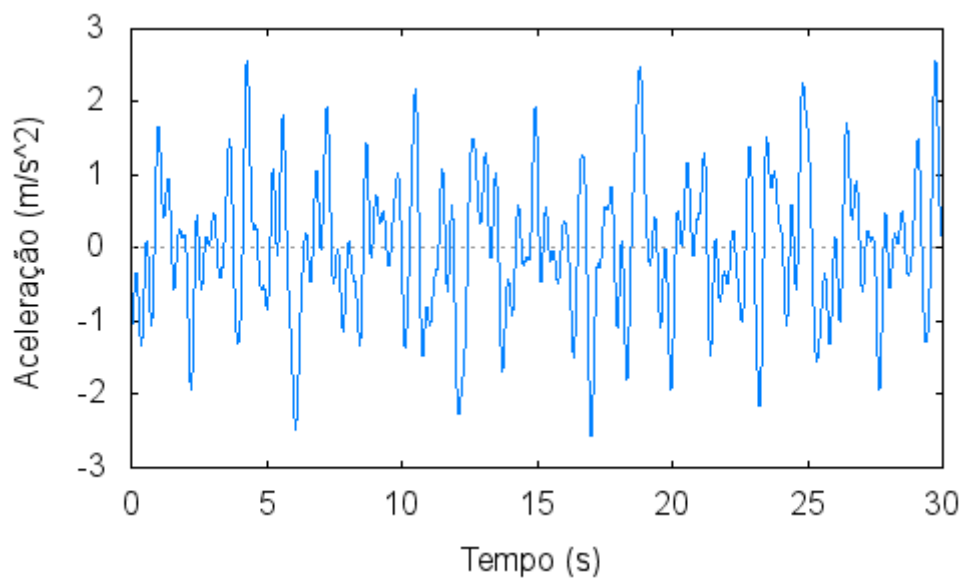


**Espectros de Potência gerado após a 10ª iteração:**

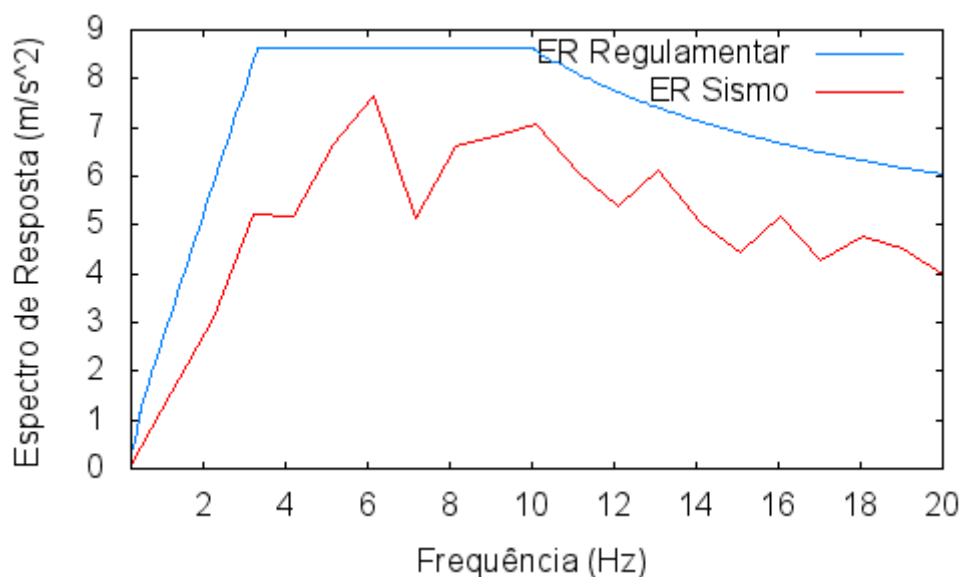


**Acelerogramas considerados para a acção sísmica tipo II e respectivas verificações através do Integral de Duhamel:**

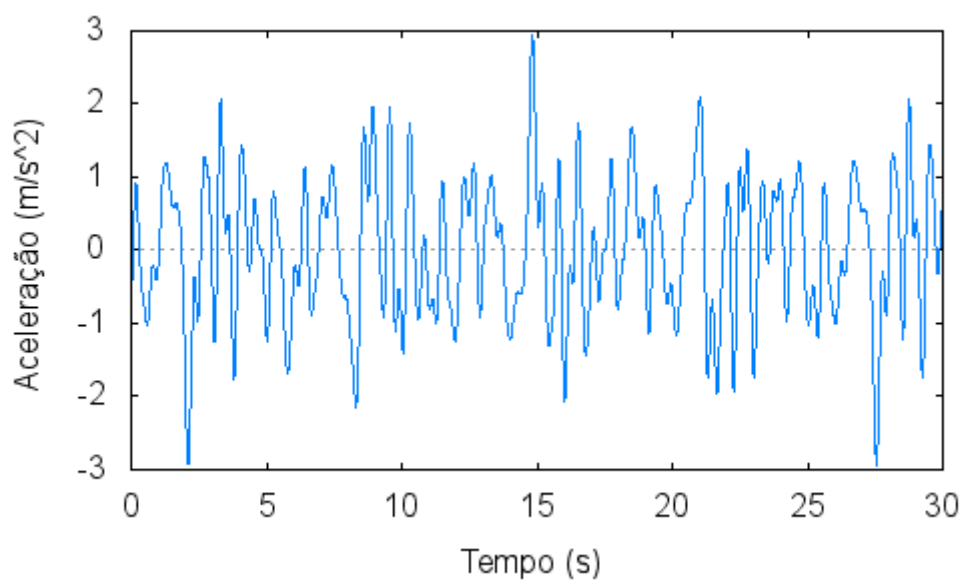
**Acelerograma 1:**



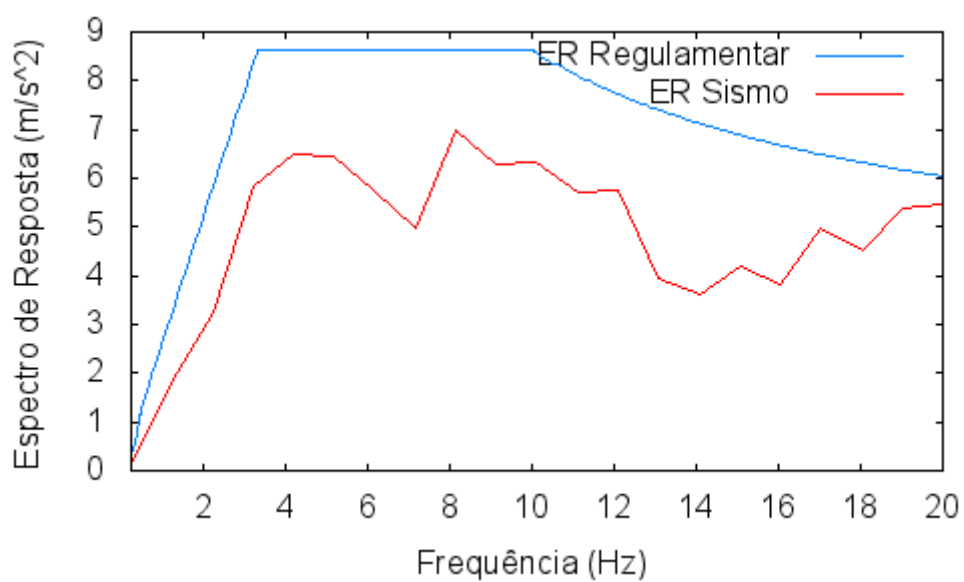
**Verificação - Duhamel:**



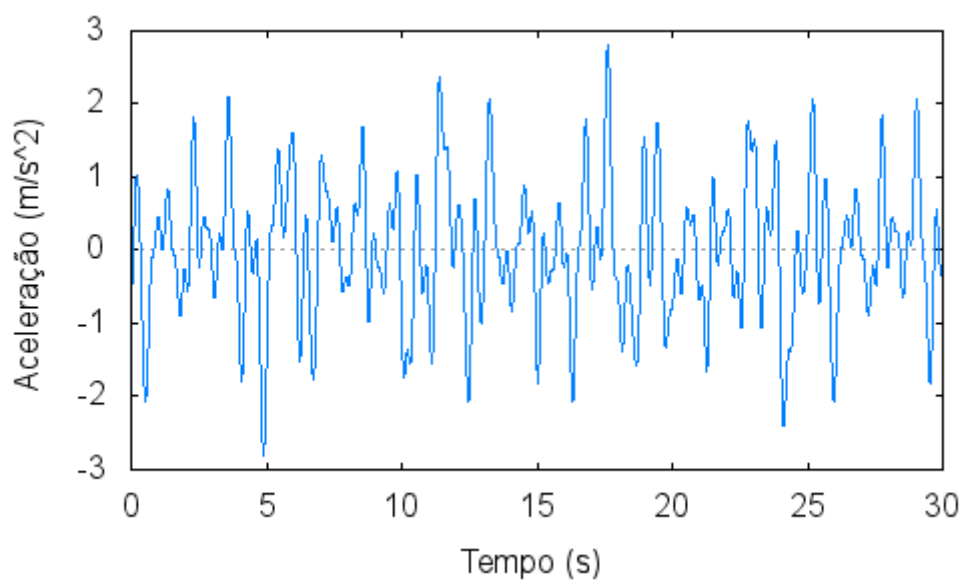
**Acelerograma 2:**



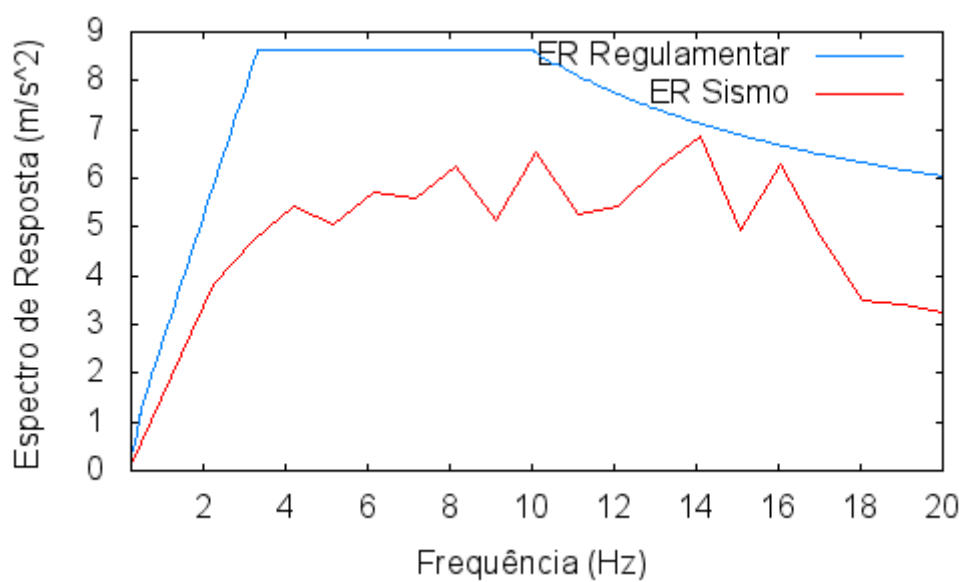
**Verificação - Duhamel:**



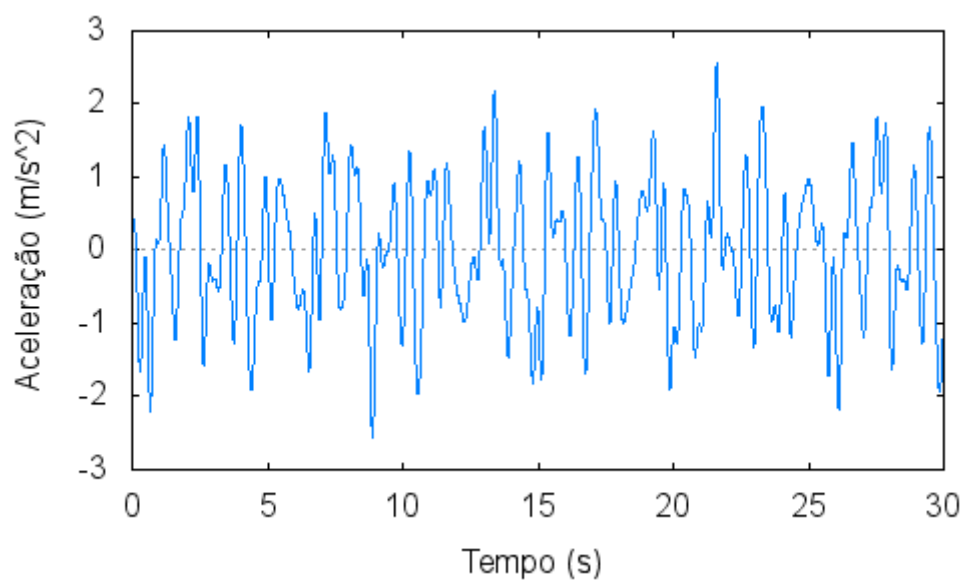
**Acelerograma 3:**



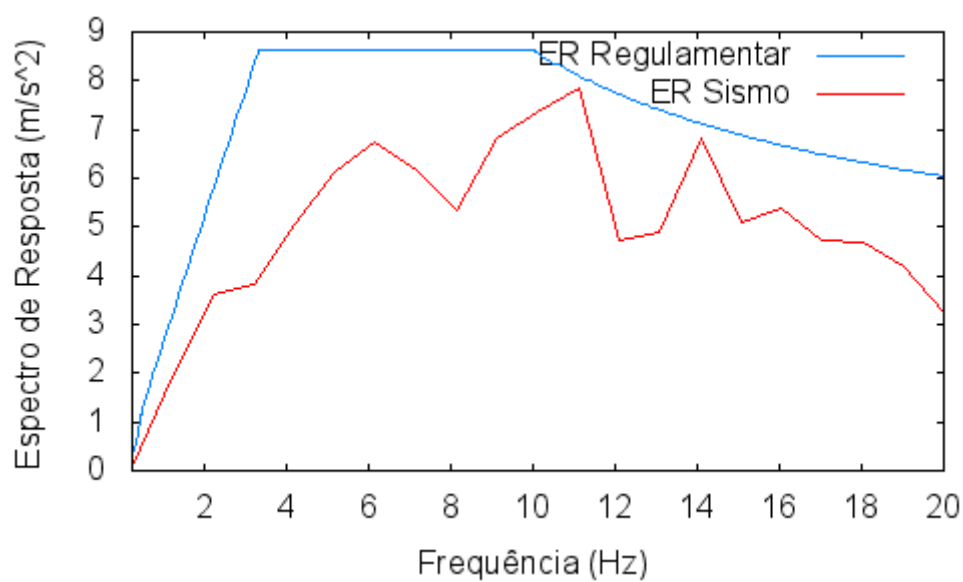
**Verificação - Duhamel:**



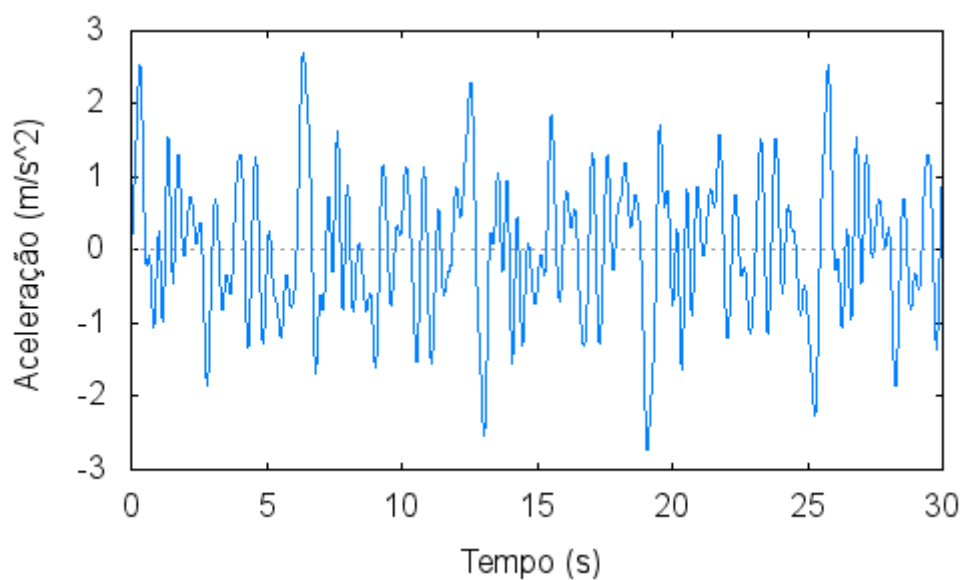
**Acelerograma 4:**



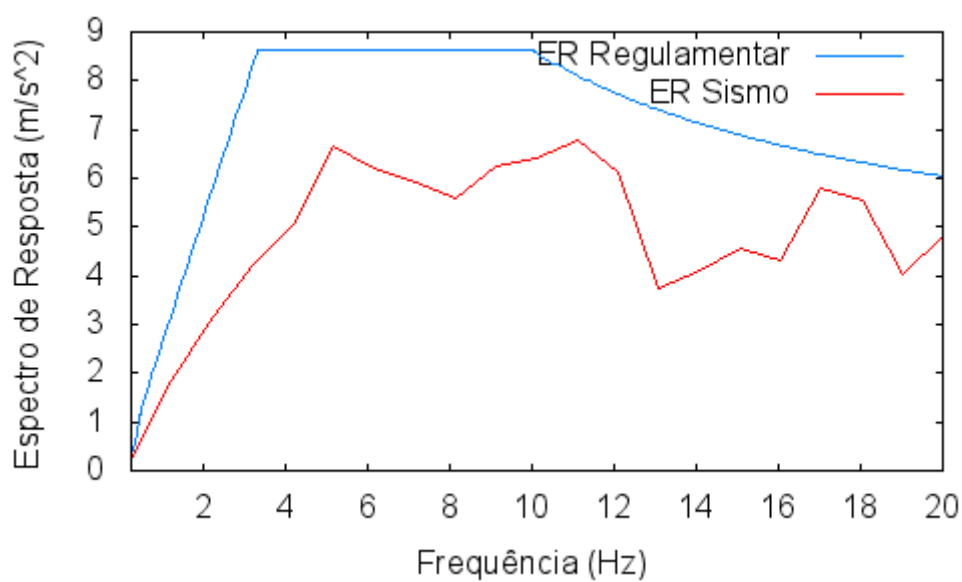
**Verificação - Duhamel:**



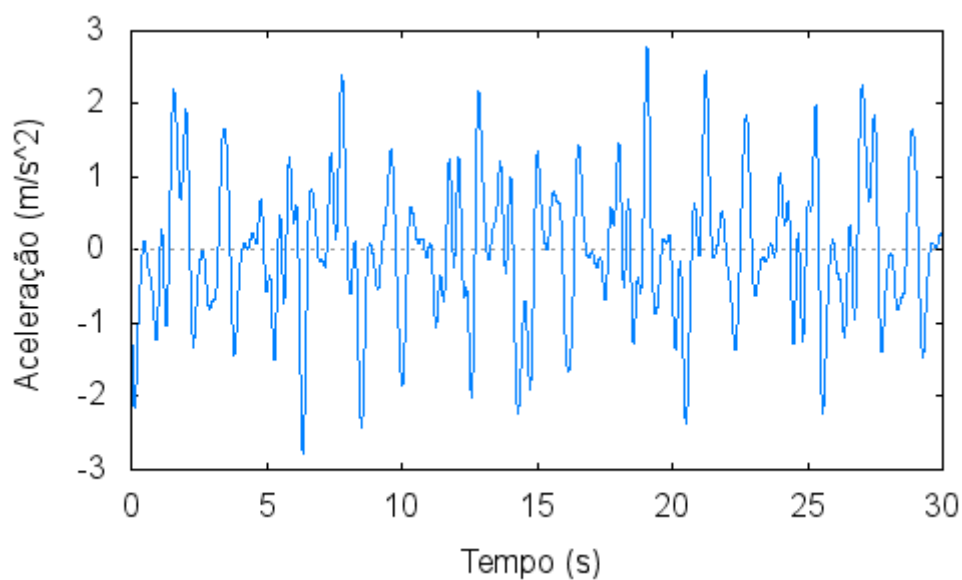
**Acelerograma 5:**



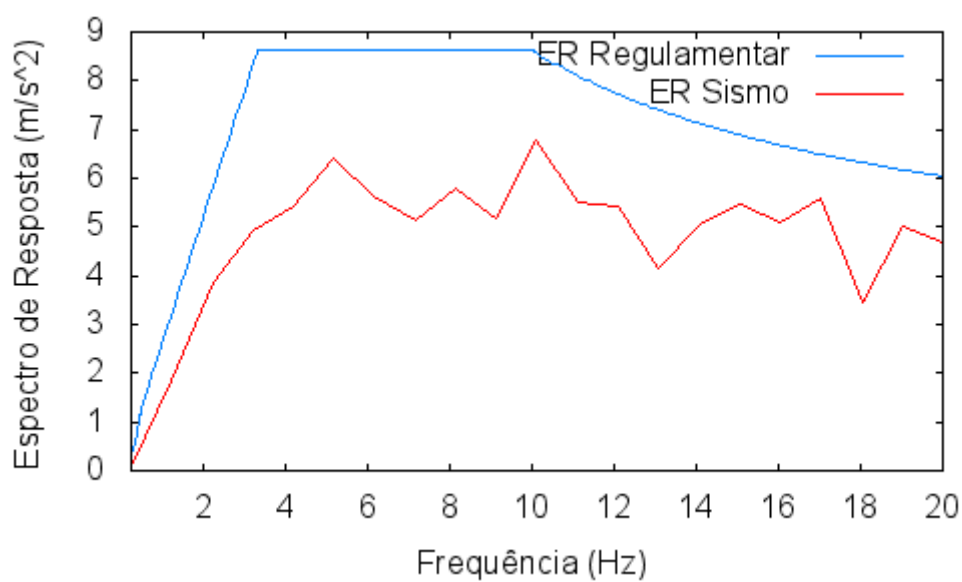
**Verificação - Duhamel:**



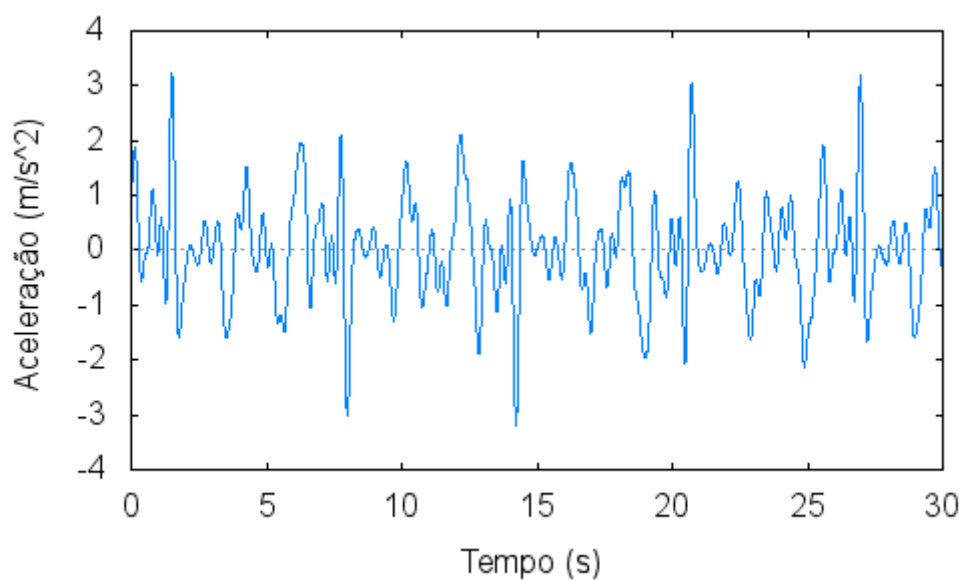
**Acelerograma 6:**



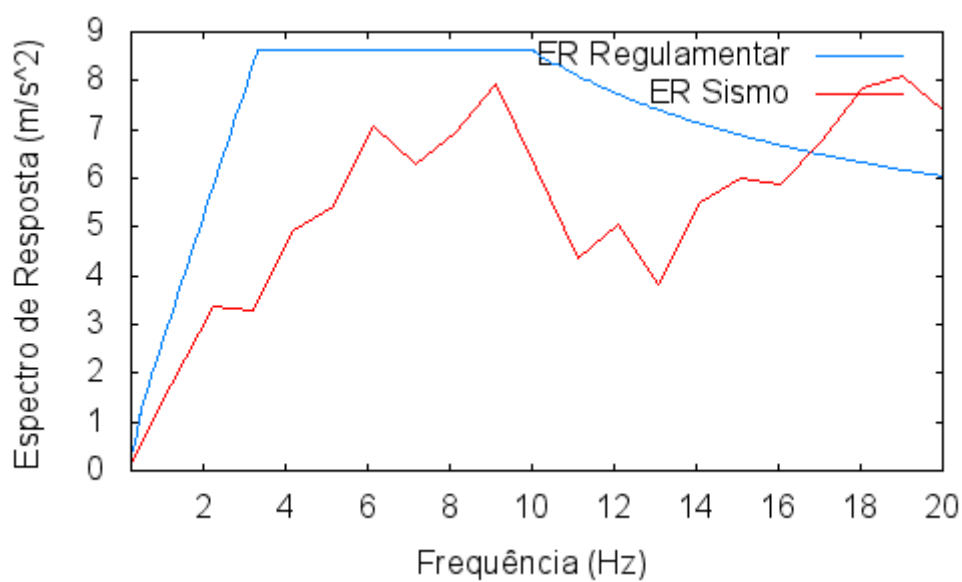
**Verificação - Duhamel:**



**Acelerograma 7:**

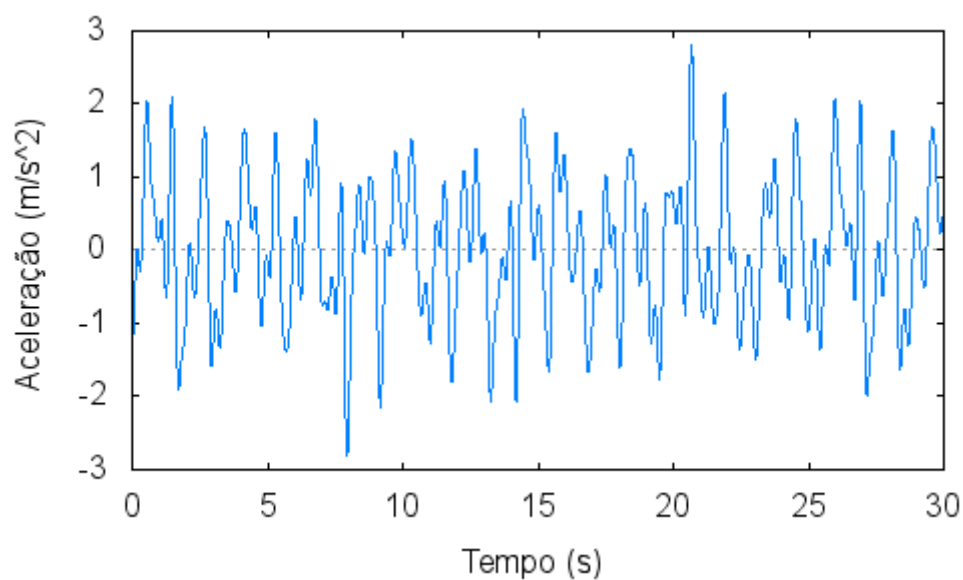


**Verificação - Duhamel:**

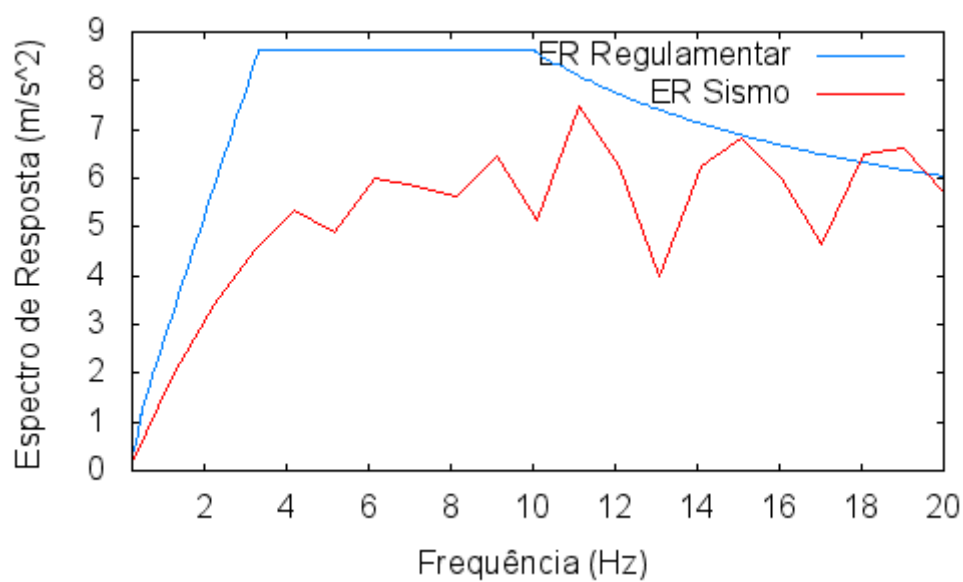




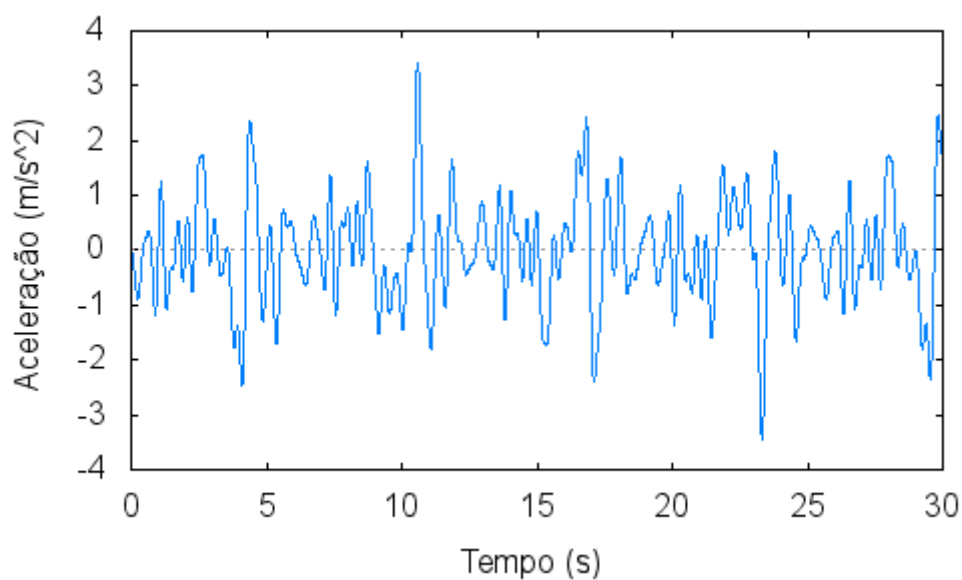
**Acelerograma 8:**



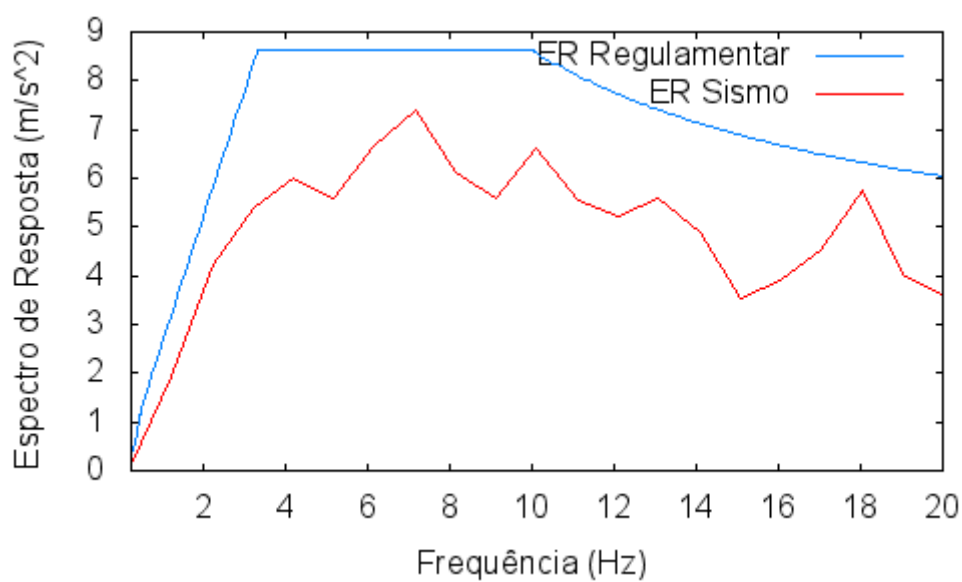
**Verificação - Duhamel:**



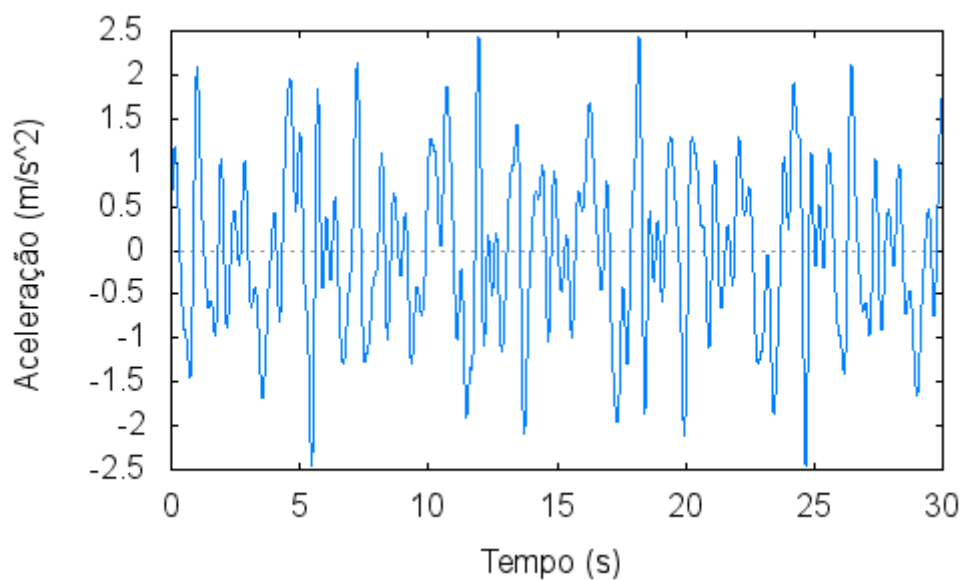
**Acelerograma 9:**



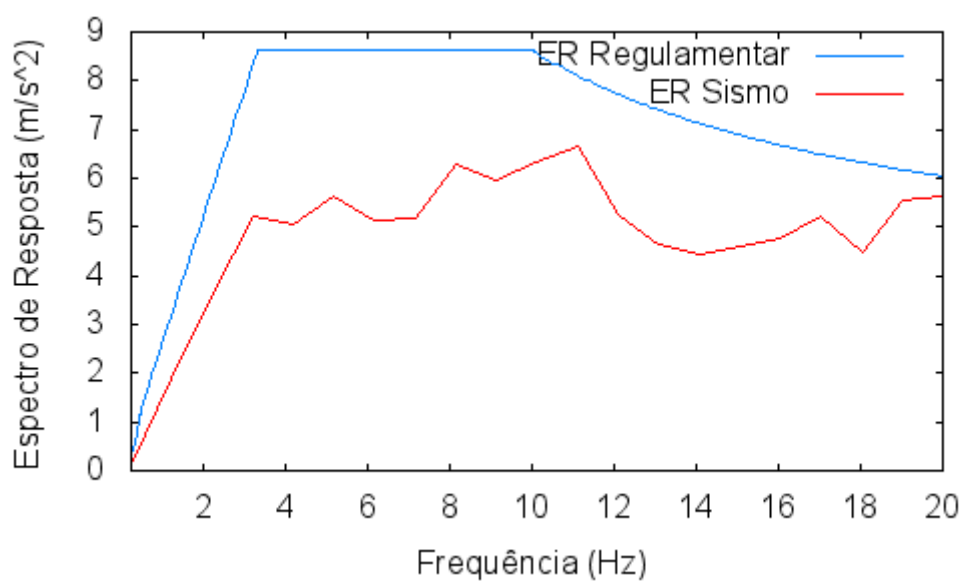
**Verificação - Duhamel:**



**Acelerograma 10:**



**Verificação - Duhamel:**



## Anexo II

### Algoritmo de controlo através de deslocamentos - Matlab

```
function [Dinamica]=  
deslocamento(m,k,csist,c1,c2,umax,tmin,tmax,ui,vi,ai)  
  
'ATENÇÃO = Definir equação de movimento de base'  
  
'%Características da estrutura e do dissipador semi-activo'  
%m=input('massa do tabuleiro =')  
%k=input('rigidez natural da estrutura =')  
%csist=input('amortecimento natural do sistema =')  
%c1=input('amortecimento OFF do dissipador semi-activo magneto-  
reológico =')  
%c2=input('amortecimento ON do dissipador semi-activo magneto-  
reológico =')  
  
'%Limites'  
%umax=input('deslocamento máximo admissível do tabuleiro para ativar  
dissipador semi-activo magneto-reológico =')  
%tmin=input('limite mínimo do intervalo de tempo =')  
%tmax=input('limite máximo do intervalo de tempo =')  
  
'%Condições iniciais'  
%ui=input('deslocamento inicial do tabuleiro =')  
%vi=input('velocidade inicial do tabuleiro =')  
%ai=input('aceleração inicial do tabuleiro =')  
  
w = sqrt(k/m);  
  
function [zaux]=teste(t,z)  
  
    e=(csist+c1)/(2.0*m*w); % amortecedores OFF  
    if abs(z(1)) >= umax  
        x=(csist+c2)/(2.0*m*w); % amortecedores ON  
    else  
        x=e; % amortecedores OFF  
    end  
  
    z(3)= -2.0*x*w*z(2)-z(1)*w^2-( 'ug(t) ' )  
    zaux=[z(2); z(3); z(1)];  
end  
  
[t z]=ode45(@teste,[tmin : 0.25 : tmax],[ui vi ai]);  
  
deslocamentos=z(:,1);  
velocidades=z(:,2);  
acelerações=z(:,3);  
  
subplot(1,3,1);plot(t,z(:,1),'b');title('Gráfico Deslocamento-  
Tempo');subplot(1,3,2);plot(t,z(:,2),'r');title('Gráfico Velocidade-  
Tempo');subplot(1,3,3);plot(t,z(:,3),'g');title('Gráfico Aceleração-  
Tempo')  
  
end
```

**Algoritmo de controlo através de velocidades - Matlab**

```
function [Dinamica]=
velocidade(m,k,csist,c1,c2,vmax,tmin,tmax,ui,vi,ai)

'ATENÇÃO = Definir equação de movimento de base'

%'Características da estrutura e do dissipador semi-activo'
%m=input('massa do tabuleiro =')
%k=input('rigidez natural da estrutura =')
%csist=input('amortecimento natural do sistema =')
%c1=input('amortecimento OFF do dissipador semi-activo magneto-
reológico =')
%c2=input('amortecimento ON do dissipador semi-activo magneto-
reológico =')

%'Limites'
%vmax=input('velocidade máxima admissível do tabuleiro para ativar
dissipador semi-activo magneto-reológico =')
%tmin=input('limite mínimo do intervalo de tempo =')
%tmax=input('limite máximo do intervalo de tempo =')

%'Condições iniciais'
%ui=input('deslocamento inicial do tabuleiro =')
%vi=input('velocidade inicial do tabuleiro =')
%ai=input('aceleração inicial do tabuleiro =')

w = sqrt(k/m);

function [zaux]=teste(t,z)
    e=(csist+c1)/(2.0*m*w); % amortecedores OFF
    if abs(z(2)) >= vmax
        x=(csist+c2)/(2*m*w); % amortecedores ON
    else
        x=e; % amortecedores OFF
    end

    z(3)= -2.0*x*w*z(2)-z(1)*w^2-( 'ug(t) ' )
    zaux=[z(2); z(3); z(1)];
end

[t z]=ode45(@teste,[tmin : 0.25 : tmax],[ui vi ai])

deslocamentos=z(:,1);
velocidades=z(:,2);
acelerações=z(:,3);

subplot(1,3,1);plot(t,z(:,1),'b');title('Gráfico Deslocamento-
Tempo');subplot(1,3,2);plot(t,z(:,2),'r');title('Gráfico Velocidade-
Tempo');subplot(1,3,3);plot(t,z(:,3),'g');title('Gráfico Aceleração-
Tempo')

end
```

**Algoritmo de controlo através de acelerações - Matlab**

```
function [Dinamica]=
aceleracao(m,k,csist,c1,c2,amax,tmin,tmax,ui,vi,ai)

'ATENÇÃO = Definir equação de movimento de base'

%'Características da estrutura e do dissipador semi-activo'
%m=input('massa do tabuleiro =')
%k=input('rigidez natural da estrutura =')
%csist=input('amortecimento natural do sistema =')
%c1=input('amortecimento OFF do dissipador semi-activo magneto-
reológico =')
%c2=input('amortecimento ON do dissipador semi-activo magneto-
reológico =')

%'Limites'
%amax=input('aceleração máxima admissível do tabuleiro para ativar
dissipador semi-activo magneto-reológico =')
%tmin=input('limite mínimo do intervalo de tempo =')
%tmax=input('limite máximo do intervalo de tempo =')

%'Condições iniciais'
%ui=input('deslocamento inicial do tabuleiro =')
%vi=input('velocidade inicial do tabuleiro =')
%ai=input('aceleração inicial do tabuleiro =')

w = sqrt(k/m);

function [zaux]=teste(t,z)
    e=(csist+c1)/(2.0*m*w); % amortecedores OFF
    if abs(z(3)) >= amax
        x=(csist+c2)/(2*m*w); % amortecedores ON
    else
        x=e; % amortecedores OFF
    end

    z(3)= -2.0*x*w*z(2)-z(1)*w^2-('ug(t)')
    zaux=[z(2); z(3); z(1)];
end

[t z]=ode45(@teste,[tmin : 0.25 : tmax],[ui vi ai])

deslocamentos=z(:,1);
velocidades=z(:,2);
acelerações=z(:,3);

subplot(1,3,1);plot(t,z(:,1),'b');title('Gráfico Deslocamento-
Tempo');subplot(1,3,2);plot(t,z(:,2),'r');title('Gráfico Velocidade-
Tempo');subplot(1,3,3);plot(t,z(:,3),'g');title('Gráfico Aceleração-
Tempo')

end
```

### Anexo III

#### Verificação da estabilidade da solução – Escolha do intervalo de tempo

Características Dinâmicas da Ponte			
Frequência Fundamental	1,268163	Hz	
	7,968103129	rad/s	
Massa	583,83	ton	
Rigidez (Direcção Longitudinal)	37067,75639	kN/m	
Factor de Amortecimento	0,05		
	C <sub>natural</sub>	465,2018	kNs/m

Amortecimento máximo consedido pelo dissipador semi-activo			
Factor de Amortecimento	0,2		
	Con	1860,807	kNs/m

Características acção sísmica (Acção Sísmica tipo 2 – Santarém – Acelerograma 1)			
Aceleração espectral	1,56	m/s <sup>2</sup>	
Velocidade espectral	1,23	m/s	
Deslocamento espectral	0,97	m	

#### 0% do Valor Espectral

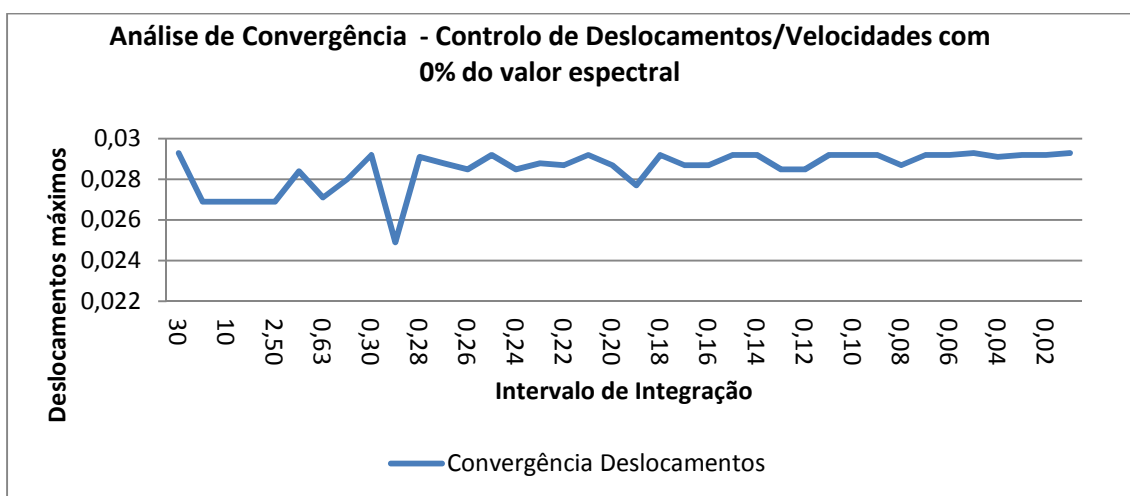
Controlo Deslocamentos - 0% do valor espectral		
h	dmáx	vmáx
30	0,0293	0,2183
15	0,0269	0,1142
10	0,0269	0,0836
5,00	0,0269	0,1142
2,50	0,0269	0,1388
1,25	0,0284	0,1388
0,63	0,0271	0,1978
0,31	0,028	0,2191

Controlo Velocidades - 0% do valor espectral		
h	dmáx	vmáx
30	0,0293	0,2183
15	0,0269	0,1142
10	0,0269	0,0836
5,00	0,0269	0,1142
2,50	0,0269	0,1388
1,25	0,0284	0,1388
0,63	0,0271	0,1978
0,31	0,028	0,2191

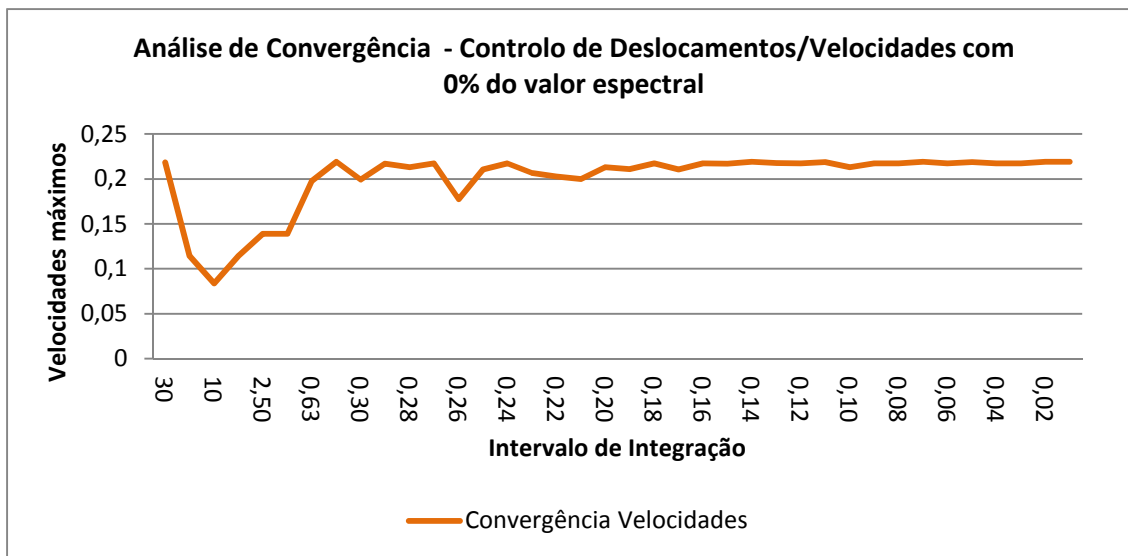
h	Passo de cálculo (tempo)
dmáx	Deslocamento máximo
vmáx	Velocidade máxima

0,30	0,0292	0,1992
0,29	0,0249	0,217
0,28	0,0291	0,213
0,27	0,0288	0,2173
0,26	0,0285	0,1776
0,25	0,0292	0,2106
0,24	0,0285	0,2173
0,23	0,0288	0,2065
0,22	0,0287	0,2026
0,21	0,0292	0,2
0,20	0,0287	0,2132
0,19	0,0277	0,2109
0,18	0,0292	0,2173
0,17	0,0287	0,2106
0,16	0,0287	0,2173
0,15	0,0292	0,217
0,14	0,0292	0,2191
0,13	0,0285	0,2178
0,12	0,0285	0,2173
0,11	0,0292	0,2186
0,10	0,0292	0,2132
0,09	0,0292	0,2173
0,08	0,0287	0,2173
0,07	0,0292	0,2191
0,06	0,0292	0,2173
0,05	0,0293	0,2186
0,04	0,0291	0,2173
0,03	0,0292	0,2173
0,02	0,0292	0,2191
0,01	0,0293	0,2192

0,30	0,0292	0,1992
0,29	0,0249	0,217
0,28	0,0291	0,213
0,27	0,0288	0,2173
0,26	0,0285	0,1776
0,25	0,0292	0,2106
0,24	0,0285	0,2173
0,23	0,0288	0,2065
0,22	0,0287	0,2026
0,21	0,0292	0,2
0,20	0,0287	0,2132
0,19	0,0277	0,2109
0,18	0,0292	0,2173
0,17	0,0287	0,2106
0,16	0,0287	0,2173
0,15	0,0292	0,217
0,14	0,0292	0,2191
0,13	0,0285	0,2178
0,12	0,0285	0,2173
0,11	0,0292	0,2186
0,10	0,0292	0,2132
0,09	0,0292	0,2173
0,08	0,0287	0,2173
0,07	0,0292	0,2191
0,06	0,0292	0,2173
0,05	0,0293	0,2186
0,04	0,0291	0,2173
0,03	0,0292	0,2173
0,02	0,0292	0,2191
0,01	0,0293	0,2192







**100% do Valor Espectral**

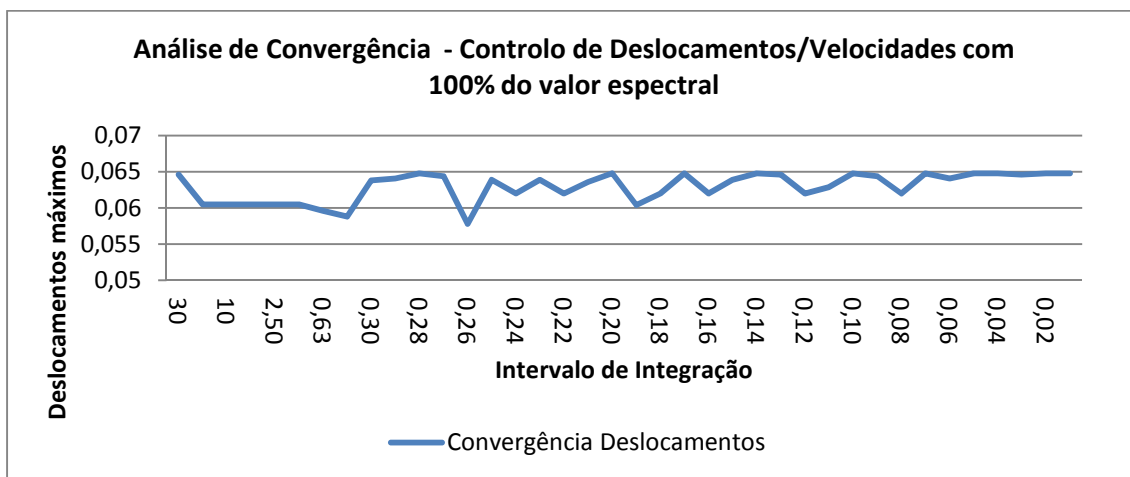
Controlo Deslocamentos - 100% do valor espectral		
<i>h</i>	<i>dmáx</i>	<i>vmáx</i>
30	0,0646	0,4882
15	0,0605	0,2988
10	0,0605	0,1905
5,00	0,0605	0,2988
2,50	0,0605	0,4197
1,25	0,0605	0,4363
0,63	0,0596	0,4097
0,31	0,0588	0,4762
0,30	0,0638	0,453
0,29	0,0641	0,453
0,28	0,0648	0,4546
0,27	0,0644	0,4364
0,26	0,0578	0,4672
0,25	0,0639	0,4494
0,24	0,062	0,4494
0,23	0,0639	0,4469
0,22	0,062	0,4444
0,21	0,0636	0,4704
0,20	0,0648	0,4884

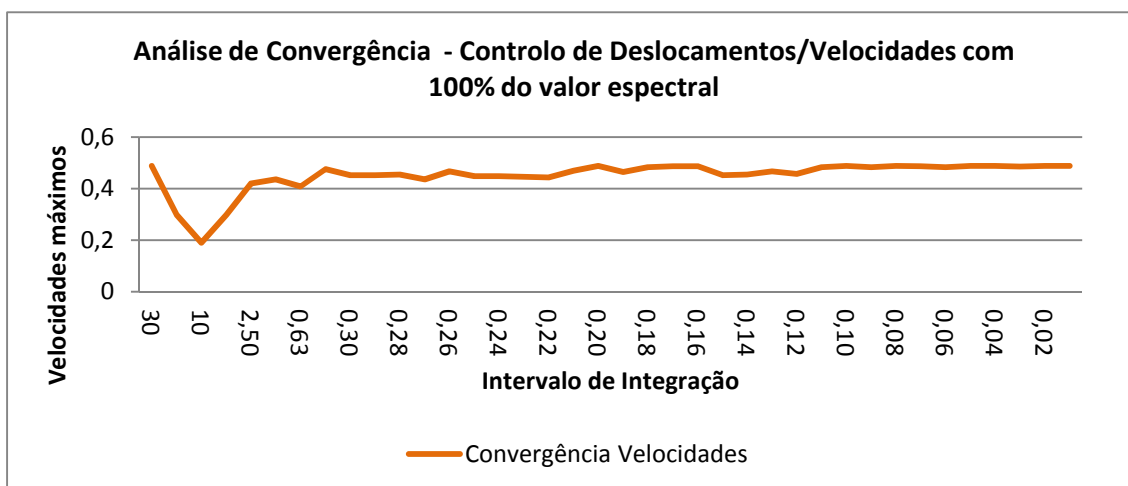
Controlo Velocidades - 100% do valor espectral		
<i>h</i>	<i>dmáx</i>	<i>vmáx</i>
30	0,0646	0,4882
15	0,0605	0,2988
10	0,0605	0,1905
5,00	0,0605	0,2988
2,50	0,0605	0,4197
1,25	0,0605	0,4363
0,63	0,0596	0,4097
0,31	0,0588	0,4762
0,30	0,0638	0,453
0,29	0,0641	0,453
0,28	0,0648	0,4546
0,27	0,0644	0,4364
0,26	0,0578	0,4672
0,25	0,0639	0,4494
0,24	0,062	0,4494
0,23	0,0639	0,4469
0,22	0,062	0,4444
0,21	0,0636	0,4704
0,20	0,0648	0,4884

<i>h</i>	Passo de cálculo (tempo)
<i>dmáx</i>	Deslocamento máximo
<i>vmáx</i>	Velocidade máxima

0,19	0,0604	0,4653
0,18	0,062	0,4839
0,17	0,0648	0,4868
0,16	0,062	0,4868
0,15	0,0639	0,453
0,14	0,0648	0,4546
0,13	0,0646	0,4672
0,12	0,062	0,4578
0,11	0,0629	0,4835
0,10	0,0648	0,4884
0,09	0,0644	0,4839
0,08	0,062	0,4884
0,07	0,0648	0,4879
0,06	0,0641	0,4839
0,05	0,0648	0,4884
0,04	0,0648	0,4884
0,03	0,0646	0,4856
0,02	0,0648	0,4884
0,01	0,0648	0,4884

0,19	0,0604	0,4653
0,18	0,062	0,4839
0,17	0,0648	0,4868
0,16	0,062	0,4868
0,15	0,0639	0,453
0,14	0,0648	0,4546
0,13	0,0646	0,4672
0,12	0,062	0,4578
0,11	0,0629	0,4835
0,10	0,0648	0,4884
0,09	0,0644	0,4839
0,08	0,062	0,4884
0,07	0,0648	0,4879
0,06	0,0641	0,4839
0,05	0,0648	0,4884
0,04	0,0648	0,4884
0,03	0,0646	0,4856
0,02	0,0648	0,4884
0,01	0,0648	0,4884





## Anexo IV

**Valores de resposta máximos associados a cada acelerograma representativo da acção sísmica definida para analisar adimensionalmente cada algoritmo considerado**

### Valores Espectrais

<i>freq [Hz]</i>	<i>acel (m/s<sup>2</sup>)</i>	<i>vel (m/s)</i>	<i>desl (m)</i>
<b>1,27</b>	3,2890	0,4122	0,0517

<b>Acelerograma 1</b>							
<b>Controlo de Deslocamentos</b>							
				Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,775304	1,7482	1,721096	1,61268	1,533305	1,481033	1,000907
				Velocidade Máxima / Velocidade Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,718208	1,651731	1,559051	1,490148	1,396499	1,371994	0,894283
				Aceleração Máxima / Aceleração Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	0,376437	0,376345	0,376467	0,376072	0,375768	0,375829	0,375008
<b>Controlo de Velocidades</b>							
				Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,378426	1,293242	1,256458	1,206122	1,130619	1,122875	1,000907
				Velocidade Máxima / Velocidade Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,391889	1,28902	1,205802	1,097838	1,05902	1,024568	0,894283
				Aceleração Máxima / Aceleração Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	0,374764	0,374856	0,375312	0,37595	0,375889	0,376072	0,375008
<b>Controlo de Acelerações</b>							
				Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	2,166374	2,166374	2,166374	2,166374	2,166374	2,166374	1,000907
				Velocidade Máxima / Velocidade Espectral			
				% do valor espectral			

<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,890465	1,890465	1,890465	1,890465	1,890465	1,890465	0,894283
Aceleração Máxima / Aceleração Espectral							
% do valor espectral							
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	0,377136	0,377136	0,377136	0,377136	0,377136	0,377136	0,375008

Acelerograma 2							
Controlo de Deslocamentos							
				Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,630104	1,525561	1,512009	1,409401	1,285498	1,204186	0,979611
				Velocidade Máxima / Velocidade Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,539642	1,451087	1,40499	1,303334	1,213566	1,131804	0,65288
				Aceleração Máxima / Aceleração Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	0,26464	0,264913	0,264457	0,264701	0,265582	0,265065	0,264366
Controlo de Velocidades							
				Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,525561	1,432633	1,322282	1,188698	1,103515	1,037691	0,979611
				Velocidade Máxima / Velocidade Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,162131	1,061446	1,014136	0,899378	0,812522	0,773946	0,65288
				Aceleração Máxima / Aceleração Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	0,265248	0,264974	0,264548	0,264366	0,264275	0,263788	0,264366
Controlo de Acelerações							
				Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	2,11991	2,11991	2,11991	2,11991	2,11991	2,11991	0,979611
				Velocidade Máxima / Velocidade Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	2,068545	2,068545	2,068545	2,068545	2,068545	2,068545	0,65288
				Aceleração Máxima / Aceleração Espectral			

	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	0,266069	0,266069	0,266069	0,266069	0,266069	0,266069	0,264366

<b>Acelerograma 3</b>							
<b>Controlo de Deslocamentos</b>							
				Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,769496	1,707544	1,657208	1,529433	1,523625	1,432633	1,008651
				Velocidade Máxima / Velocidade Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,569241	1,450117	1,421245	1,376361	1,276889	1,138598	0,811551
				Aceleração Máxima / Aceleração Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	0,213196	0,213013	0,212375	0,212253	0,212314	0,211888	0,21125
<b>Controlo de Velocidades</b>							
				Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,473289	1,330026	1,304858	1,21193	1,18289	1,124811	1,008651
				Velocidade Máxima / Velocidade Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,199494	1,112152	1,032332	0,982838	0,958819	0,913692	0,811551
				Aceleração Máxima / Aceleração Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	0,211006	0,210794	0,210581	0,211371	0,211979	0,21201	0,21125
<b>Controlo de Acelerações</b>							
				Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	2,007623	2,007623	2,007623	2,007623	2,007623	2,007623	1,008651
				Velocidade Máxima / Velocidade Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,9846	1,9846	1,9846	1,9846	1,9846	1,9846	0,811551
				Aceleração Máxima / Aceleração Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	0,213712	0,213712	0,213712	0,213712	0,213712	0,213712	0,21125

Acelerograma 4							
Controlo de Deslocamentos							
	Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral						
	% do valor espectral						
freq [Hz]	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
1,27	1,473289	1,399721	1,349386	1,295178	1,19257	1,117067	0,8015
	Velocidade Máxima / Velocidade Espectral						
	% do valor espectral						
freq [Hz]	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
1,27	1,340939	1,276404	1,208956	1,169652	1,153155	1,143935	0,732943
	Aceleração Máxima / Aceleração Espectral						
	% do valor espectral						
freq [Hz]	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
1,27	0,110216	0,109851	0,110064	0,109699	0,110642	0,109456	0,108848
Controlo de Velocidades							
	Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral						
	% do valor espectral						
freq [Hz]	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
1,27	1,252586	1,196442	1,134491	1,064795	1,033819	0,92734	0,8015
	Velocidade Máxima / Velocidade Espectral						
	% do valor espectral						
freq [Hz]	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
1,27	1,099294	0,999336	0,921456	0,843091	0,826836	0,78923	0,732943
	Aceleração Máxima / Aceleração Espectral						
	% do valor espectral						
freq [Hz]	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
1,27	0,110094	0,109729	0,109517	0,109517	0,109334	0,109213	0,108848
Controlo de Acelerações							
	Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral						
	% do valor espectral						
freq [Hz]	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
1,27	1,800472	1,800472	1,800472	1,800472	1,800472	1,800472	0,8015
	Velocidade Máxima / Velocidade Espectral						
	% do valor espectral						
freq [Hz]	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
1,27	1,56172	1,56172	1,56172	1,56172	1,56172	1,56172	0,732943
	Aceleração Máxima / Aceleração Espectral						
	% do valor espectral						
freq [Hz]	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
1,27	0,111006	0,111006	0,111006	0,111006	0,111006	0,111006	0,108848

Acelerograma 5							
Controlo de Deslocamentos							
				Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,573961	1,513945	1,448121	1,390041	1,300986	1,254522	1,031883
				Velocidade Máxima / Velocidade Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,399895	1,311583	1,293872	1,229579	1,145148	1,112152	0,86056
				Aceleração Máxima / Aceleração Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	0,124506	0,124232	0,123898	0,123776	0,123867	0,123776	0,122925
Controlo de Velocidades							
				Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,504265	1,473289	1,421017	1,380361	1,258394	1,142235	1,031883
				Velocidade Máxima / Velocidade Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,206773	1,097838	1,042279	1,02384	0,964884	0,923154	0,86056
				Aceleração Máxima / Aceleração Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	0,125479	0,125023	0,125053	0,125266	0,124111	0,124171	0,122925
Controlo de Acelerações							
				Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,910823	1,910823	1,910823	1,910823	1,910823	1,910823	1,031883
				Velocidade Máxima / Velocidade Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,708746	1,708746	1,708746	1,708746	1,708746	1,708746	0,86056
				Aceleração Máxima / Aceleração Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	0,125023	0,125023	0,125023	0,125023	0,125023	0,125023	0,122925



Acelerograma 6							
Controlo de Deslocamentos							
				Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,562345	1,541049	1,461673	1,415209	1,364874	1,275818	0,944764
				Velocidade Máxima / Velocidade Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,380486	1,358165	1,220359	1,201193	1,18518	1,110697	0,784135
				Aceleração Máxima / Aceleração Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	0,142657	0,142292	0,142384	0,142505	0,142566	0,142384	0,141867
Controlo de Velocidades							
				Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,432633	1,395849	1,362938	1,271946	1,157723	1,051243	0,944764
				Velocidade Máxima / Velocidade Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,178387	1,165043	1,068482	1,007342	0,91903	0,885549	0,784135
				Aceleração Máxima / Aceleração Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	0,142445	0,142931	0,141867	0,142019	0,141654	0,141107	0,141867
Controlo de Acelerações							
				Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,837255	1,837255	1,837255	1,837255	1,837255	1,837255	0,944764
				Velocidade Máxima / Velocidade Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,72767	1,72767	1,72767	1,72767	1,72767	1,72767	0,784135
				Aceleração Máxima / Aceleração Espectral			
				% do valor espectral			
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	0,143022	0,143022	0,143022	0,143022	0,143022	0,143022	0,141867

Acelerograma 7							
Controlo de Deslocamentos							
	Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,630104	1,583641	1,581705	1,461673	1,380361	1,306794	0,948636
	Velocidade Máxima / Velocidade Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,533334	1,492817	1,466615	1,399167	1,346762	1,301878	0,876572
	Aceleração Máxima / Aceleração Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	0,257221	0,257221	0,257069	0,256917	0,257343	0,256947	0,256947
Controlo de Velocidades							
	Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,364874	1,266138	1,161595	1,057051	1,016395	1,000907	0,948636
	Velocidade Máxima / Velocidade Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,337543	1,251899	1,17499	1,136899	1,078186	1,0071	0,876572
	Aceleração Máxima / Aceleração Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	0,257434	0,257738	0,25789	0,257738	0,257555	0,257403	0,256947
Controlo de Acelerações							
	Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,854679	1,854679	1,854679	1,854679	1,854679	1,854679	0,948636
	Velocidade Máxima / Velocidade Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,797543	1,797543	1,797543	1,797543	1,797543	1,797543	0,876572
	Aceleração Máxima / Aceleração Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	0,257586	0,257586	0,257586	0,257586	0,257586	0,257586	0,256947

Acelerograma 8							
Controlo de Deslocamentos							
	Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,657208	1,610744	1,506201	1,488777	1,415209	1,320346	0,88862
	Velocidade Máxima / Velocidade Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,680359	1,57652	1,512226	1,456667	1,33075	1,332205	0,782437
	Aceleração Máxima / Aceleração Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	0,421982	0,421465	0,421374	0,421861	0,421344	0,420918	0,420158
Controlo de Velocidades							
	Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,390041	1,300986	1,206122	1,151915	1,105451	1,004779	0,88862
	Velocidade Máxima / Velocidade Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,319832	1,254083	1,189304	1,080855	1,00807	0,937711	0,782437
	Aceleração Máxima / Aceleração Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	0,421557	0,421587	0,422256	0,421922	0,421922	0,420857	0,420158
Controlo de Acelerações							
	Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	2,176054	2,176054	2,176054	2,176054	2,176054	2,176054	0,88862
	Velocidade Máxima / Velocidade Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,969073	1,969073	1,969073	1,969073	1,969073	1,969073	0,782437
	Aceleração Máxima / Aceleração Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	0,422408	0,422408	0,422408	0,422408	0,422408	0,422408	0,420158

Acelerograma 9							
Controlo de Deslocamentos							
	Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,684312	1,637848	1,599128	1,496521	1,502329	1,403593	1,165467
	Velocidade Máxima / Velocidade Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,380971	1,296541	1,26864	1,276646	1,20192	1,151214	0,946203
	Aceleração Máxima / Aceleração Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	0,031012	0,030192	0,030921	0,030222	0,030161	0,029918	0,029553
Controlo de Velocidades							
	Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,585577	1,568153	1,552665	1,550729	1,411337	1,264202	1,165467
	Velocidade Máxima / Velocidade Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,157522	1,093956	1,013408	1,058292	1,011224	0,973619	0,946203
	Aceleração Máxima / Aceleração Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	0,030617	0,030496	0,0301	0,029644	0,030009	0,029553	0,029553
Controlo de Acelerações							
	Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,976647	1,976647	1,976647	1,976647	1,976647	1,976647	1,165467
	Velocidade Máxima / Velocidade Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,798756	1,798756	1,798756	1,798756	1,798756	1,798756	0,946203
	Aceleração Máxima / Aceleração Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	0,030769	0,030769	0,030769	0,030769	0,030769	0,030769	0,029553

Acelerograma 10							
Controlo de Deslocamentos							
	Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,637848	1,618488	1,539113	1,492649	1,384233	1,26033	0,882812
	Velocidade Máxima / Velocidade Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,591805	1,544009	1,481899	1,414937	1,355011	1,323956	0,86056
	Aceleração Máxima / Aceleração Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	0,10605	0,106111	0,105898	0,10675	0,105898	0,105564	0,105138
Controlo de Velocidades							
	Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,264202	1,19257	1,142235	1,091899	1,037691	1,000907	0,882812
	Velocidade Máxima / Velocidade Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,26306	1,222785	1,209684	1,140539	1,059747	0,999336	0,86056
	Aceleração Máxima / Aceleração Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	0,104439	0,104926	0,105017	0,10526	0,106142	0,105746	0,105138
Controlo de Acelerações							
	Deslocamento Máximo / Deslocamento Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,945671	1,945671	1,945671	1,945671	1,945671	1,945671	0,882812
	Velocidade Máxima / Velocidade Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	1,822775	1,822775	1,822775	1,822775	1,822775	1,822775	0,86056
	Aceleração Máxima / Aceleração Espectral						
	% do valor espectral						
<i>freq [Hz]</i>	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0
<b>1,27</b>	0,106871	0,106871	0,106871	0,106871	0,106871	0,106871	0,105138